UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

ANÁLISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

AUTOR
CARLOS FERNANDO TABOADA MATUTE

ASESOR
SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA
https://orcid.org/0000-0001-9321-2501

Chiclayo, 2021

ANÁLISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020

PRESENTADA POR:

CARLOS FERNANDO TABOADA MATUTE

A la Facultad de ingeniería de la

Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo

para optar el título de

INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

APROBADA POR:

Tafur Jimenez Carlos Rafael
PRESIDENTE

Acero Martínez José Alberto
SECRETARIO

Carranza Cieza Segundo Guillermo
VOCAL

DEDICATORIA

A Dios, quien siempre está a mi lado y es la guía y principal camino en mis decisiones.

A mis padres, Carlos y Mafer, por ser mi mayor y principal motivación, forjarme como persona y brindarme su apoyo incondicional a pesar de las dificultades.

A mi tío Pedro Martín Matute, quien partió de este mundo dejándonos un pesar inmenso, que se transformó en fortaleza y motivación para la obtención de logros personales y familiares.

AGRADECIMIENTOS

Al Ing. Segundo Carranza Cieza, mi asesor, quien con su apoyo y conocimientos me permitió resolver dudas que ayudaron a la culminación de esta tesis.

A todos los ingenieros y docentes quienes compartieron sus saberes, a la par que me instruyeron en cómo ser un profesional.

A mis amigos, con los que compartí momentos buenos y me apoyaron en los momentos difíciles.

A la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, por brindarme la oportunidad de llegar a ser un profesional.

INDICE

RESUMEN 1

ABSTRACT 2

I. INTRODUCCIÓN 3

II. MARCO TEORICO 9

2.1 Antecedentes del problema 9

2.2 Bases teórico-científicas 11

2.2.1 Bases legales 11

2.2.2 Bases teóricas 13

2.2.2.1 Diseño sismorresistente de estructuras 13

2.2.2.1.1 Filosofía de diseño sísmico 14

2.2.2.1.2 Peligro sísmico 14

2.2.2.1.3 Vulnerabilidad sísmica 14

2.2.2.2 Diseño en concreto armado 20

2.2.2.2.1 Concreto armado 20

2.2.2.2.2 Propiedades del concreto armado 20

2.2.2.2.3 Cimentaciones 21

2.2.2.2.4 Columnas 23

2.2.2.2.5 Vigas 25

2.2.2.2.6 Losas 30

2.2.2.2.7 Cisterna 31

2.2.2.2.8 Escalera 31

2.2.2.2.9 Plataforma deportiva 32

2.2.2.3 Diseño en acero 33

2.2.2.3.1 Acero estructural 33

2.2.2.3.2 Mástil 35

2.2.2.3.3 Cables de acero 37

2.2.2.3.4 Conexiones 38

2.2.2.4 Diseño de la tenso estructura 38

2.2.2.4.1 Tenso estructuras 38

2.2.2.4.2 Comportamiento estructural 39

2.2.3 Definición de términos básicos 40

III. MATERIALES Y METODOS 42

3.1 Tipo y nivel de investigación 42
3.2 Diseño de investigación 42
3.3 Población, muestral de estudio y muestreo. 42
3.4 Criterios de selección 42
3.5 Técnicas e instrumentos de recolección de datos 43
a. Técnicas 43
b. Instrumentos 43
3.6 Plan de procesamiento y análisis de datos 44
3.7 Procedimientos 45
3.7.1 Levantamiento Topográfico 45
3.7.2 Estudio de mecánica de suelos 55
3.7.2.1 Descripción del Estudio de Mecánica de suelos 55
3.7.2.1.1 Datos del estudio 55
3.7.2.1.2 Puntos de exploración 57
3.7.2.1.3 Ensayos realizados 57
3.7.2.1.4 Resultado de los ensayos 57
3.7.2.1.5 Perfiles estratigráficos 58
3.7.2.1.6 Asentamiento diferencial 60
3.7.2.1.7 Parámetros a utilizar para el trabajo de investigación 62
3.7.2.2 Evaluación del Estudio de Mecánica de suelos 63
3.7.2.3 Consideraciones adicionales 66
3.7.3 Parámetros del viento 67
3.7.4 Análisis sismorresistente 71
3.7.4.1 Consideraciones generales para estructuras de concreto armado 76
3.7.4.2 Estructuración de módulos de concreto armado 77
3.7.4.3 Predimensionamiento de elementos estructurales 82
3.7.4.4 Estructuración de tribunas 86
3.7.4.5 Cargas a considerar 86
3.7.4.6 Diseño de Vigas 86
3.7.4.6.1 Diseño por Flexión 86
3.7.4.6.2 Diseño por cortante 96
3.7.4.7 Diseño de Columnas 105
3.7.4.8 Diseño de losas aligeradas 114
3.7.4.9 Diseño de cimentación 121
3.7.4.10 Diseño de plataforma deportiva 134

3.7.4.11 Diseño de cisterna 139
3.7.4.12 Diseño de instalaciones eléctricas. 148
3.7.4.13 Análisis de cubierta de tensoestructura. 148
3.7.4.14 Análisis de tribuna 159
3.7.4.15 Diseño de elementos de acero estructural. 161
3.7.4.15.1 Diseño en tracción 161
3.7.4.15.2 Diseño en compresión 163
3.7.4.16 Análisis de tensoestructura – restaurant. 165
3.7.4.16.1 Modelamiento de la tensoestructura 165
3.7.4.16.2 Form-finding 166
3.7.4.16.3 Cargas actuantes 167
3.7.4.16.4 Resultados 171
3.7.4.16.5 Verificación de deflexiones 173
3.7.4.16.6 Esfuerzos en membrana 176
3.7.5 Metrados de estructuras 178
3.7.6 Evaluación de Impacto ambiental 178
3.7.7 Presupuesto 178
3.8 Consideraciones éticas 178
IV. RESULTADOS 179
4.1 Predimensionamiento de bloques de concreto 179
4.1.1 Predimensionamiento bloque A 179
4.1.2 Predimensionamiento bloque B 181
4.1.3 Predimensionamiento bloque C 183
4.1.4 Predimensionamiento bloque D 184
4.1.5 Predimensionamiento bloque E 186
4.1.6 Predimensionamiento bloque F 188
4.1.7 Predimensionamiento bloque G 190
4.2 Análisis sísmico de los bloques de concreto. 192
4.2.1 Análisis sísmico del bloque A 192
4.2.2 Análisis sísmico del bloque B 197
4.2.3 Análisis sísmico del bloque C 202
4.2.4 Análisis sísmico del bloque D 207
4.2.5 Análisis sísmico del bloque E 212
4.2.6 Análisis sísmico del bloque F 217

4.2.7 Análisis sísmico del bloque G 222
4.3 Diseño de vigas 227
4.3.1 Diseño de vigas del bloque A 227
4.3.2 Diseño de vigas del bloque B 239
4.3.3 Diseño de vigas del bloque C 251
4.3.4 Diseño de vigas del bloque D 259
4.3.5 Diseño de vigas del bloque E 277
4.3.6 Diseño de vigas del bloque F 290
4.3.7 Diseño de vigas del bloque G 302
4.4 Diseño de columnas 314
4.4.1 Diseño de columnas bloque A 314
4.4.2 Diseño de columnas bloque B 332
4.4.3 Diseño de columnas bloque C 348
4.4.4 Diseño de columnas bloque D 356
4.4.5 Diseño de columnas bloque E 376
4.4.6 Diseño de columnas bloque F 396
4.4.7 Diseño de columnas bloque G 413
4.5 Diseño de losa aligerada 431
4.5.1 Diseño de losa aligerada bloque A 431
4.5.2 Diseño de losa aligerada bloque B 433
4.5.3 Diseño de losa aligerada bloque C 434
4.5.4 Diseño de losa aligerada bloque D 436
4.5.5 Diseño de losa aligerada bloque E 438
4.5.6 Diseño de losa aligerada bloque F 440
4.5.7 Diseño de losa aligerada bloque G 442
4.6 Diseño de cimentación 443
4.6.1 Diseño de cimentación Bloque A 443
4.6.1 Diseño de cimentación Bloque B 465
4.6.2 Diseño de cimentación Bloque C 481
4.6.3 Diseño de cimentación Bloque D 490
4.6.4 Diseño de cimentación Bloque E 506
4.6.5 Diseño de cimentación Bloque F 527
4.6.6 Diseño de cimentación Bloque G 546
4.6.7 Diseño de cimentación de Tribunas 568

4.6.8 Diseño de cimentación de Tensoestructuras 584
4.7 Diseño de elementos de acero estructural 586
4.7.1 Diseño por carga Axial 586
4.7.2 Diseño de cables 593
4.7.3 Diseño de conexiones 593
4.8 Comentario resumen del diseño de elementos 602
V. DISCUSIÓN 604
VI. CONCLUSIONES 606
VII. RECOMENDACIONES 609
VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 610
IX. ANEXOS 614

LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Mapa del riesgo sísmico del Perú. 13
Ilustración 2:Discretización de los elementos de concreto armado. 20
Ilustración 3: Tipos de cimentaciones superficiales 21
Ilustración 4: Fuerzas de compresión en una columna. 24
Ilustración 5: Análisis de Vigas 25
Ilustración 6: Tipos de Vigas 26
Ilustración 7: Tipos de losas. 30
Ilustración 8: Perfiles usados para columnas. 35
Ilustración 9: Membrana tensionada 39
Ilustración 10:Plano de ubicación calicatas y catastro de la zona 55
Ilustración 11: Power data Access Viewer - Análisis de velocidad del viento. 68
Ilustración 12: Mapa eólico del Perú 69
Ilustración 13: análisis de la dirección del viento. 70
Ilustración 14: Dirección del viento medida por brújula. 70
Ilustración 15: Estructuración Bloque A - Vista 3D 77
Ilustración 16: Estructuración Bloque A - Vista en planta. 77
Ilustración 17: Estructuración Bloque B - Vista 3D 78
Ilustración 18: Estructuración Bloque B - Vista en planta. 78
Ilustración 19: Estructuración Bloque C - Vista 3D 78
Ilustración 20: Estructuración Bloque C - Vista en planta. 79
Ilustración 21: Estructuración Bloque D - Vista 3D 79
Ilustración 22: Estructuración Bloque D - Vista en planta. 79
Ilustración 23: Estructuración Bloque E - Vista 3D. 80
Ilustración 24: Estructuración Bloque E - Vista en planta. 80
Ilustración 25: Estructuración Bloque F - Vista 3D 80
Ilustración 26: Estructuración Bloque F - Vista en planta. 81
Ilustración 27: Estructuración Bloque G - Vista 3D 81
Ilustración 28: Estructuración Bloque G - Vista en planta. 81
Ilustración 29: Vista en planta bloque B 82
Ilustración 30: Sección transversal Viga 83
Ilustración 31: Áreas tributarias para vigas en Bloque B. 83
Ilustración 32: Sección transversal columna evaluada. 84
Ilustración 33: Detalle Losa Aligerada e=0.20m 86
Ilustración 34: Momentos extraidos del software ETABS. 87
Ilustración 35: Evaluación bastones en viga. 92
Ilustración 36: Detalle bastón de acero en viga. 93
Ilustración 37: Distribución de acero en V-03. 95
Ilustración 38: Cortante en Vigas. 96
Ilustración 39: Área tributaria para columna. 96
Ilustración 40: Momentos probables en Vigas. 97
Ilustración 41: Cortante Isostático en Vigas. 98
Ilustración 42: Cortante por sismo en sentido antihorario. 98
Ilustración 43: Cortante por sismo en sentido horario. 99
Ilustración 44: Envolvente por sismo en sentido antihorario. 99
Ilustración 45: Envolvente por sismo en sentido horario. 99
Ilustración 46: Diagrama de cortantes final, Envolvente de ambos casos. 100

Ilustración 47: Distribución de cortantes para diseño. 100
Ilustración 48: Espaciamiento y zonas de confinamiento en vigas. 101
Ilustración 49: Distribución de estribos en viga evaluada. 105
Ilustración 50: Areas tributarias para columnas del Bloque G. 105
Ilustración 51: Disposición final de acero en columna evaluada. 108
Ilustración 52: Momentos actuantes en el diagrama de iteraccion de la columna. 109
Ilustración 53: Momentos probables en columnas sismoresistentes. 110
Ilustración 54: Cortante actuante en columna. 110
Ilustración 55: Momento Nominal según diagrama de iteracción. 111
Ilustración 56: Espaciamiento transversal de barras en columnas. 113
Ilustración 57: Dimensiones de losas aligeradas. 114
Ilustración 58: Alternancia de cargas para losas aligeradas. 116
Ilustración 59: Momentos últimos actuantes en la vigueta evaluada. 117
Ilustración 60: Sección transformada de nudo en vigueta. 117
Ilustración 61: Sección transformada de claro en vigueta. 118
Ilustración 62: Detalle bastones losa aligerada 119
Ilustración 63: Fuerzas cortantes actuantes en vigueta. 120
Ilustración 64: Evaluación de fuerzas cortantes, ... 121
Ilustración 65: Diseño de zapatas. 122
Ilustración 66: Perfil de zapata a evaluar. 122
Ilustración 67: Fuerzas resultantes en viga equivalente. 124
Ilustración 68: Fuerzas resultantes para distintos casos de cargas a evaluar. 126
Ilustración 69: Evaluacion de cortante en zapata, dirección longitudinal. 129
Ilustración 70: Evaluacion de cortante en zapata, dirección transversal 130
Ilustración 71: Evaluación de punzonamiento en zapata. 130
Ilustración 72: Area de punzonamiento en zapata 131
Ilustración 73: Perfil zapata con acero de columna. 132
Ilustración 74: Diseño por flexion de zapata. 133
Ilustración 75: Distribucion final del refuerzo en zapata. 133
Ilustración 76: Sección transversal de losa deportiva. 138
Ilustración 77: Distribución de paños en losa deportiva. 139
Ilustración 78: Dimensiones de cisterna. 141
Ilustración 79: Perfil de sistema de bombeo. 143
Ilustración 80: Diagrama de Moody 144
Ilustración 81: Fuerzas actuantes en pared de cisterna. 146
Ilustración 82: Diseño en flexion de muro de cisterna. 147
Ilustración 83: Cargas actuantes en cisterna por el agua. 147
Ilustración 84: Distribución final de acero en cisterna. 148
Ilustración 85: Dimensiones de membrana a evaluar. 149
Ilustración 86: Cargas actuantes en membrana por estado D+L. 154
Ilustración 87: Cargas actuantes en trama y urdimbre por D+L. 154
Ilustración 88:Cargas actuantes en membrana por estado D+W. 155
Ilustración 89: Cargas actuantes en trama y urdimbre por D+W. 155
Ilustración 90: Cargas actuantes en membrana por estado D+L+W. 156
Ilustración 91: Cargas actuantes en trama y urdimbre por D+L+W. 156
Ilustración 92: Perfil de tribuna. 157
Ilustración 93: Deflexión de membrana por estado de carga D+L. 158
Ilustración 94: Deflexión de membrana por estado de carga D+W. 158

Ilustración 95: Deflexión de membrana por estado de carga D+L+W. 158
Ilustración 96: Parámetros máximos de deflexión en estructuras. 159
Ilustración 97: Deflexión máxima por carga viva. 160
Ilustración 98: Deflexión máxima por succión de viento. 160
Ilustración 99: Perfil Tubo Lac 1 1/2" (3mm) 162
Ilustración 100: Bosquejo inicial de tensoestrucrura 165
Ilustración 101: Form-finding de tensoestructura 166
Ilustración 102: Forma final de tensoestructura 167
Ilustración 103: Carga Viva en Tensoestructura 168
Ilustración 104: Coeficientes para Estructuras cónicas. 168
Ilustración 105: Distribucion de viento. 169
Ilustración 106: Análisis de viento en tensoestructura 170
Ilustración 107: Estados de Viento en tensoestructura 170
Ilustración 108: Estado Viento 1 en tensoestructura 171
Ilustración 109: Estado Viento 2 en tensoestructura 171
Ilustración 110: Fuerzas axiales por Form-Finding 172
Ilustración 111: Fuerzas axiales por carga viva 172
Ilustración 112: Cargas Axiales por Cargas de Viento 172
Ilustración 113: Deflexiones en membrana por Form-finding 173
Ilustración 114: Deflexiones en membrana por D+L 173
Ilustración 115: Deflexiones en membrana por D+W 174
Ilustración 116: Deflexiones en membrana por D+L+W 174
Ilustración 117: Elección de puntos para verificacion de deflexiones 175
Ilustración 118: Tensiones en membrana por Form-finding 176
Ilustración 119: Tensiones en membrana por D+L 176
Ilustración 120: Tensiones en membrana por D+W 177
Ilustración 121: Tensiones en membrana por D+L+W 177

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Zonificación del Perú 13
Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo 14
Tabla 3: Factor de Suelo "S" 14
Tabla 4: Períodos "Tp" y "Tl" 14
Tabla 5: Categoría de las edificaciones y Factor "U" 15
Tabla 6: Categoría y sistema estructural de las edificaciones. 16
Tabla 7: Sistemas estructurales y su coeficiente básico de reducción "Ro" 16
Tabla 8: Irregularidades estructurales en altura 17
Tabla 9: Irregularidades estructurales en planta 17
Tabla 10: Restricciones de irregularidades según categoría de la edificación y zona 18
Tabla 11: Porcentaje de sobrecarga a considerar según categoría de edificación 18
Tabla 12: Derivas máximas permitidas 19
Tabla 13: Espaciamiento máximo de aceros por cortante 28
Tabla 14: Factor de modificación de longitudes de desarrollo. 29
Tabla 15: Valores de coeficiente de trasmisión de carga "J" 33
Tabla 16: Factor de reducción Método LRFD 34
Tabla 17: Distancias mínimas y máximas permisibles entre pernos. 38
Tabla 18: Puntos del levantamiento topográfico. 46
Tabla 19: Coordenadas área del Proyecto Evaluado 55
Tabla 20:Coordenadas del área del proyecto de investigación 56
Tabla 21: Coordenadas calicatas y cercanía al estadio municipal 56
Tabla 22: Resultado de los ensayos en Calicatas C1, C2 y C2 58
Tabla 23: Capacidad Portante según calicatas realizadas, ... 62
Tabla 24: Revisión del estudio de mecánica de suelos según Norma E.050 63
Tabla 25: Área a edificar. 66
Tabla 26: Tabla de tipo de edificación para determinar el número de puntos de exploración.. 66
Tabla 27: Número de puntos de exploración 67
Tabla 28: Velocidad máxima del viento. 68
Tabla 29: Los parámetros sísmicos de la edificación. 71
Tabla 30: Parámetros de la Norma E.030. 71
Tabla 31: Periodo Fundamental de Bloque A. 72
Tabla 32: Parámetros sísmicos del Bloque A. 73
Tabla 33: Verificación de la Fuerza cortante mínima. 74
Tabla 34: Verificación de derivas. 74
Tabla 35: Verificación de irregularidades por altura. 75
Tabla 36: Verificación de irregularidades por altura. 76
Tabla 37:Espesor o peralte mínimo para losas. 85
Tabla 38: Dirección de Losas para Análisis. 85
Tabla 39: Aálisis de espesor de losas aligeradas. 86
Tabla 40: Momentos actuantes en vigas. 89
Tabla 41: Diseño por flexión en Vigas. 94
Tabla 42: Metrado de cargas gravitatorias. 97
Tabla 43: Carga axial por todas las combinaciones. 106
Tabla 44: Momento en sentido del eje X en columnas. 106
Tabla 45: Momentos en sentido del eje Y en columnas. 107
Tabla 46: Acero a colocar en columna. 107

Tabla 47: Valores del diagrama de iteraccion. 108
Tabla 48: Predimensionamiento de Losas aligeradas. 115
Tabla 49: Diseño por flexion de Losa aligerada. 119
Tabla 50: Fuerzas actuantes en zapata a diseñar. 121
Tabla 51: Datos para el diseño de Losa deportiva. 134
Tabla 52: Dotación para polideportivo. 139
Tabla 53: Método de Hunter. 142
Tabla 54: Evaluación de cable de nylon equivalente. 150
Tabla 55: Ánalisis de Viento en Membrana. 153
Tabla 56: Verificacion Final de Deflexiones 175
Tabla 57: Comprobación de esfuerzos en membrana 177
Tabla 58 : Predimensionamiento de Bloque A. 179
Tabla 59: Predimensionamiento de Bloque B 181
Tabla 60: Predimensionamiento de Bloque C 183
Tabla 61: Predimensionamiento de Bloque D 184
Tabla 62: Predimensionamiento de Bloque E 186
Tabla 63: Predimensionamiento de Bloque F 188
Tabla 64: Predimensionamiento de Bloque G 190
Tabla 65: Análisis sismico de Bloque A 192
Tabla 66: Análisis sismico de Bloque B 197
Tabla 67: Análisis sismico de Bloque C 202
Tabla 68: Análisis sísmico de Bloque D 207
Tabla 69: Análisis sismico de Bloque E 212
Tabla 70: Análisis sísmico de Bloque F 217
Tabla 71: Análisis Sismico de Bloque G 222
Tabla 72: Diseño de vigas del Bloque A 227
Tabla 73: Diseño de vigas del Bloque B 239
Tabla 74: Diseño de vigas del Bloque C 251
Tabla 75: Diseño de vigas del Bloque D 259
Tabla 76: Diseño de vigas del Bloque E 277
Tabla 77: Diseño de vigas del Bloque F 290
Tabla 78: Diseño de vigas del Bloque G 302
Tabla 79: Diseño de Columnas del Bloque A 314
Tabla 80: : Diseño de Columnas del Bloque C 348
Tabla 81: Diseño de Columnas del Bloque D 356
Tabla 82: Diseño de Columnas del Bloque E 376
Tabla 83: Diseño de Columnas del Bloque F 396
Tabla 84: Diseño de Columnas del Bloque G 413
Tabla 85: Diseño de Losa Aligerada del Bloque A 431
Tabla 86: Diseño de Losa Aligerada del Bloque B 433
Tabla 87: Diseño de Losa Aligerada del Bloque C 434
Tabla 88: Diseño de Losa Aligerada del Bloque D 436
Tabla 89: Diseño de Losa Aligerada del Bloque E 438
Tabla 90: Diseño de Losa Aligerada del Bloque F 440
Tabla 91: Diseño de Losa Aligerada del Bloque G 442
Tabla 92: Diseño de Cimentación del Bloque A 443
Tabla 93: Diseño de Cimentación del Bloque B 465
Tabla 94: Diseño de Cimentación del Bloque C 481

Tabla 95: Diseño de Cimentación del Bloque D 490
Tabla 96: Diseño de Cimentación del Bloque E..... 506
Tabla 97: Diseño de Cimentación del Bloque F..... 527
Tabla 98: Diseño de Cimentación del Bloque G 546
Tabla 99: Diseño de Cimentación de Tribunas..... 568
Tabla 100: Diseño de Cimentación de la Tensoestructura..... 584
Tabla 101: Diseño por carga axial de la columna perimetrales restaurant 586
Tabla 102: Diseño por carga axial de la columna central..... 587
Tabla 103: Diseño por carga axial de Montantes de tribunas 588
Tabla 104: Diseño por carga axial de diagonales de tribunas..... 589
Tabla 105: Diseño por carga axial de Brida inferior de tribunas..... 590
Tabla 106: Diseño por carga axial de Brida superior de tribunas 591
Tabla 107: Diseño por carga axial de Montantes Principal de tribunas..... 592
Tabla 108: Diseño de cables..... 593
Tabla 109: Diseño de anclaje montante principal de tribuna 593
Tabla 110: Diseño de cartelas de conexión..... 595
Tabla 111: Diseño de conexiones en apoyos 597
Tabla 112: Diseño de argollas de conexión..... 600
Tabla 113: Secciones de Columnas utilizadas en el polideportivo..... 602
Tabla 114: Secciones de Vigas utilizadas en el polideportivo 603

LISTA DE ANEXOS

ANEXO N° 1: CUESTIONARIO REALIZADO A LOS POBLADORES DE OYOTÚN. 614
ANEXO N°2 : DOCUMENTO EMITIDO A LA MUNICIPALIDAD DEL DISTRITO DE OYOTÚN PARA LA OBTENCIÓN DE PERMISOS. 616
ANEXO N°3 : RESPUESTA DE LA MUNICIPALIDAD DEL DISTRITO DE OYOTÚN ANTE EL SOLICITAMIENTO DE PERMISOS. 617
ANEXO N°4 : DOCUMENTO EMITIDO A LA POLICIA NACIONAL DE PERU SEDE REGION LAMBAYEQUE PARA LA OBTENCION DE DATOS POLICIALES DEL DISTRITO DE OYOTÚN..... 618
ANEXO N°5: DOCUMENTO EMITIDO POR LA MUNICIPALIDAD DEL DSITRITO DE OYOTÚN APROBANDO LA VISACIÓN DE LOS PLANOS ARQUITÉCTONICOS PROPUESTOS. 619
ANEXO N°6 :DOCUMENTO EMITIDO POR LA MUNICIPALIDAD DEL DSITRITO DE OYOTÚN CERTIFICANDO QUE LA TESIS NO SE ENCUENTRA EN EL BANCO DE PROYECTOS. 620
ANEXO N°7: PERFIL ESTATIGRÁFICO DE PERFORACIÓN C1. 621
ANEXO N°8: PERFIL ESTATIGRÁFICO DE PERFORACIÓN C2. 622
ANEXO N°9: PERFIL ESTATIGRÁFICO DE PERFORACIÓN C3. 623
ANEXO N°10:TRIBUNAS EXISTENTES..... 624
ANEXO N°11: REALIZACIÓN DE LA TOPOGRAFÍA. 624
ANEXO N°12: REALIZACIÓN DE LA TOPOGRAFÍA. 625
ANEXO N°13: DETERMINACIÓN DE LA DIRECCIÓN DEL VIENTO. 625
ANEXO N° 14: METRADO DE ESTRUCTURAS……625
ANEXO N°15: PRESUPUESTO……626
ANEXO N°16: EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIIENTAL……666
ANEXO N°17: DISEÑO DE INSTALACIONES ELECTRICAS……725
ANEXO N°18: ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS……745

RESUMEN

Este proyecto tiene como finalidad plantear el polideportivo de Oyotún, como medida mitigante los problemas de salud y seguridad que atraviesa dicha provincia, el cual contará con ambientes apropiados para el deporte, siendo este la principal actividad recreativa que comenzará a ser parte de las familias Oyotunenses, trayendo consigo grandes beneficios en la salud mental y física de la población, como ha sido probado en diferentes investigaciones. Esto a largo plazo se traducirá en la mejora de la calidad de vida, la potenciación de la economía del distrito, además de la disminución los índices de delincuencia y de jóvenes con problemas de peso y crecimiento.

Este polideportivo cuenta con varios ambientes los cuales en su mayoría fueron de concreto armado y se diseñaron siguiendo los lineamientos de la Norma Técnica Peruana, adicionalmente a estos se desarrolló estructuras en acero como las tribunas, y el restaurante en tenso estructura, para la cual se desarrolló un análisis de grandes deformaciones.

Finalmente se desarrolló el diseño de instalaciones, la evaluación de impacto ambiental, y el presupuesto del proyecto.

Palabras clave: Polideportivo, Tenso estructura, Membranas tensadas, Tribunas.

ABSTRACT

The purpose of this project is to propose the Oyotún sports center, as a mitigating measure for the health and safety problems that this province is experiencing, which will have appropriate environments for sports, this being the main recreational activity that will begin to be part of the Oyotunense families, bringing with it great benefits in the mental and physical health of the population, as has been proven in different investigations. This in the long term will translate into an improvement in the quality of life, the strengthening of the district's economy, as well as a decrease in crime rates and youth with weight and growth problems.

This sports center has several environments which were mostly made of reinforced concrete and were designed following the guidelines of the Peruvian Technical Standard, in addition to these, steel structures were developed such as the stands, and the restaurant in a tense structure, for which developed a large deformation analysis.

Finally, the facility design, environmental impact assessment and project budget were developed.

Keywords: Sports center, Tense structure, Tensioned membranes, Tribunes.

I. INTRODUCCIÓN

En muchas ocasiones podemos relacionar erróneamente el hacer deporte como solamente una afición o un pasatiempo, sin embargo, debemos tener en cuenta la relación positiva que existe entre el desarrollo humano y realizar actividades físicas ya que una persona que realiza estas actividades paulatinamente obtiene un sin número de beneficios tales como mejoras en la salud, en los procesos cognitivos, en la productividad y en la sociabilidad, representando así una mejoría importante en la calidad de vida en general, lo cual a futuro se traduce en una vida más larga y feliz. [1]

La poca o nula práctica de actividades físicas en la juventud, puede generar patologías tales como complicaciones cardiovasculares, el colesterol, el sobrepeso e hipertensión siendo estas enfermedades mayormente caracterizadas por presentarse en gente adulta, además a esto se le suma los nuevos hábitos que se han ido adquiriendo en nuestra sociedad y que han ido apartando la actividad física por algo más virtual o tecnológico, como claro ejemplo tenemos las posiciones del cuello y cabeza mirando hacia abajo cada vez más comunes por el uso del celular o laptop que a la larga se traduce en escoliosis y dolencias agudas en esa zona. Es por ello por lo que es de suma importancia fomentar la actividad física al menos 3 veces por semana, ya que ayuda a la mineralización ósea y al desarrollo musculo esquelético, siendo estos importantes factores para la mejora de nuestra salud en general, además que no solo tenemos beneficios físicos sino también influye en nuestra mente, siendo una gran fuente liberadora de energía que nos aleja de problemas como la angustia, la ansiedad y el estrés. [2]

En un estudio realizado por el diario Gestión en el Perú [3] se encontró que solo el 39% de peruanos realizan actividades físicas, y que dentro de este grupo una minoría lo logra desarrollar al menos 3 veces por semana, la cual es la frecuencia ideal para una mejora en la salud, trayendo consecuencias como lo plasmado en [4] donde la investigación realizada reflejó que el 35.2% de personas mayores de 15 años sufren de sobrepeso y de esta población el 61.6% vive en la costa. Esto ha sido consecuencia de distintos factores entre los que destacan la falta de tiempo para practicar deportes, la falta de valoración de los deportes de alta competencia y la escasa infraestructura y oportunidades que hagan de estas actividades un estilo de vida o una carrera a seguir.

Un claro ejemplo de estas peligrosas cifras es Oyotún. Una ciudad que viene presentando numerosos casos de obesidad y sobrepeso, según la GERESA Lambayeque en el 2019 hubo 1

637 adolescentes de hasta 11 años con estos problemas [5], además se registró en los 3 primeros meses del 2020, 441 casos en el centro de salud "Daniel Alvitez Ramírez", los cuales fueron derivados a la especialidad de nutrición, para darle el tratamiento adecuado a esta problemática.

En este sentido y por lo anterior expuesto es fundamental potenciar la deportividad a nivel nacional, a partir de una mejora de una mejora en cada localidad de nuestro país con el fin de que no importe cuál es tu lugar de nacimiento, ya sea en la capital, o una provincia lejana a esta, es fundamental que en cada rincón del Perú haya cerca un plan que permita al deportista realizar su pasión sin ninguna dificultad y aprovechando su potencial al máximo, para ello necesitamos infraestructuras dedicadas y especializadas, con los insumos necesarios para desarrollar sin problemas la actividad deportiva que sea requerida, teniendo como principal efecto potenciar la salud de la localidad involucrada y mejorar la calidad de vida de sus habitantes, haciendo que enfermedades como las expuestas anteriormente sean cada vez menos frecuentes.

Invertir en infraestructura se relaciona directamente con el crecimiento económico de un país de una manera proporcional, es decir a mayor inversión, mayor crecimiento económico, esto se debe a varios factores, resalta entre ellos la creación de nuevos puestos de trabajo. Un ejemplo de ello es lo vivido recientemente en los Juegos Panamericanos realizados en Lima, siendo este un proyecto donde se invirtió alrededor de 5000 millones de soles, cifra que parecía excesiva para un país como el nuestro, esta quedo abonada en su totalidad ya que en el plano económico se obtuvo un ingreso económico equivalente alrededor del 0.9 % del PBI interno [6]. Sin embargo muy aparte de este evento excepcional que se llevó a cabo, el Perú presenta un panorama agrio en el ámbito de inversión en infraestructura, está bastante atrasado en su desarrollo, un estudio realizado en el año 2016 calcula que nuestro país tendría que invertir alrededor de $160 mil millones de dólares hasta el 2025 para estar a la par de países de nuestra región [7]. Este déficit también se ve reflejado a nivel mundial, ya que nuestro país actualmente se encuentra en el puesto 88 de los 125 países estudiados en el Reporte Global de Competitividad con respecto al ámbito de infraestructura con una puntuación de 61.7 en base a 100, ubicándose en el entorno latinoamericano por debajo de países como Chile, el cual lidera con una puntuación de 70.5, México, Colombia, Uruguay entre otros. [8]

Otro aspecto importante de mencionar es que, a pesar de que existen infraestructuras deportivas en todos los departamentos del Perú, el panorama es otro a nivel provincial, ya que estas no se encuentran presentes en la totalidad de localidades. Además, la mayoría de provincias que cuentan con estas instalaciones, están en malas condiciones y esto se vio reflejado en el

Informe de Visita De Control realizado por el IPD, en octubre del 2019, el cual evaluó el estado de mantenimiento y conservación de las infraestructuras deportivas, reflejando problemas tales como servicios higiénicos en malas condiciones, piscinas deterioradas, paredes de cuarto de prensa con rajaduras, asientos y gradas hundidas, entre otros [9]

En consecuencia, es indispensable invertir en estructuras, no solo en la capital sino también de forma descentralizada, para así fomentar el desarrollo de las provincias y el empoderamiento de estas, además se lograría abarcar más territorio peruano con infraestructuras en buenas condiciones, profundizando y promoviendo el desarrollo económico, así como cultural, por consiguiente, la calidad de vida de nuestros compatriotas se verá mejorada.

La Agenda 2030 para el Desarrollo Sostenible, la cual se ha venido desempeñando en diversos países con el fin de mejorar la calidad de vida de sus habitantes, destaca el deporte como una de las principales actividades que fomentan la tolerancia y el respeto. Asimismo, se resalta otro principal beneficio, el cual es el empoderamiento de las comunidades como un todo, ya que produce un crecimiento tanto cultural como económico, y también de cada uno de los individuos, ya que les permite desarrollar habilidades para la vida que los fortalecen ante los desafíos de la vida e implicaciones en actos violentos. Es por ello por lo que en numerosos países alrededor del mundo se han implantado programas que fortalecen el deporte a manera local como alternativa ante la delincuencia y perversión de la sociedad, es así como se creó programas tales como Juega-Vive planteado por la UNODC (La Oficina de las Naciones Unidas Contra la Droga y el Delito), el cual busca potenciar la actividad física influyendo en la persona en su actitud ante problemas y vicios. [10]

En la provincia de Chiclayo, el sector seguridad viene siendo sobrepasado debido a la gran cantidad de hechos delictivos que se suscitan en esta, según el INEI [11] en 2017, se realizaron 25 186 denuncias por comisión de delitos, una preocupante cifra que nos ubica terceros a nivel nacional, solo por debajo de Lima con 177 517 denuncias y Arequipa con 25 500 de ellas, además el 2018 tuvo un panorama similar ubicándonos terceros otra vez, con una cifra de 27 315 denuncias. Mitigar esta problemática debe ser uno de los principales motivos de acción para los gobiernos actuales y futuros para así lograr que ya no sea una característica latente en nuestra provincia y departamento. Por ello es fundamental imitar el proceder de otros países ya que han venido dando grandiosos resultados tanto en disminución de la delincuencia, como en mejora de la salud, beneficios que viendo la realidad de nuestro país en la cual los delitos están a la orden del día y viene siendo un problema que se mantiene en aumento desde hace varios años,

combatirlo desde una base de hábitos sociales en los jóvenes, quienes son el futuro de este país, sería la opción más recomendable.

El distrito de Oyotún, es uno de los veinte distritos de la provincia de Chiclayo, cuenta con una población de 8201 habitantes de los cuales se puede considerar como potenciales deportistas al 50% de estos, según cifras del INEI en el censo del 2017 [12], además la municipalidad de Oyotún es una de las nueve municipalidades distritales que conforman la mancomunidad municipal de la cuenca de Zaña-Amucha esta es un asociación institucionalizada que orienta el desarrollo concertado de las poblaciones que la conforman. [13]

Es por ello que este Centro Polideportivo no solo beneficiara a la provincia de Oyotún, sino que también impactara positivamente en el sector salud, sector seguridad y en el desarrollo deportivo, de toda la mancomunidad a la que este pertenece, ya que si bien en algunas de estas localidades hay estadios , estos se encuentran en regulares a malas condiciones, además de ser netamente para la práctica de futbol dejando así afuera a otros deportes que pueden ser practicados, es por esta razón que es necesaria una infraestructura que albergue una amplia variedad deportiva y que se encuentre en adecuadas condiciones para su aprovechamiento.

El complejo polideportivo de Oyotún traerá beneficios que impactarán directamente en este distrito, ya que impulsara las actividades físico-deportivas en un lugar apropiado para desarrollarlas profesionalmente, atrayendo así a una gran cantidad de jóvenes, los cuales podrán potenciar su salud y alejarse de enfermedades causadas por la falta de ejercicio físico. De igual manera, los jóvenes de Oyotún al invertir su tiempo libre en estas actividades saludables, el decrecimiento de la delincuencia y el consumo de drogas, serán problemas que irán en decrecimiento, como diversas investigaciones han demostrado. Es por ello por lo que el polideportivo no solo es un lugar de ocio y diversión, sino un espacio que contribuirá a una vida integral a la población de Oyotún.

Con respecto al Aspecto social, la práctica del deporte influye positivamente en la sociedad, ya que la gente que tiene una rutina deportiva constante tiene una mejor calidad de vida frente a aquellos que tienen hábitos sedentarios. Sobre todo, uno de los factores más importante en la práctica de ejercicio es que puede ayudar a prevenir enfermedades como la hipertensión o la obesidad, cada vez más frecuentes en edades tempranas. Además, este tipo de actividades están directamente relacionadas con la disminución de la delincuencia y el consumo de drogas, según lo comprobado en diversas investigaciones.

Es por esto por lo que, con la implementación de un complejo polideportivo, la población se sentirá motivada a realizar deporte e incluso en algunos jóvenes despertará el deseo de convertirse en deportistas profesionales, alejándose de caminos como la delincuencia o la drogadicción.

En el Aspecto económico, en las últimas décadas se ha consolidado en la sociedad el reconocimiento de la importancia del deporte, ya sea por la elevada repercusión mediática de los grandes eventos deportivos, como por los hábitos de la práctica y la participación de la ciudadanía en las actividades deportivas. Esta relevancia social del deporte tiene, a su vez, una traducción económica en tanto que las actividades del sector del deporte generan producción de bienes y servicios, distribuyen rentas y crean empleo.

De esta forma, los pobladores del distrito de Oyotún podrán generar ingresos a través de nuevos puestos de trabajo en las distintas áreas que requerirá la realización del nuevo polideportivo. Muchos de ellos se verán beneficiados económicamente y a su vez, entenderán la importancia del deporte como base del progreso de una sociedad. Además, después de ejecutado el proyecto, los terrenos aledaños se revalorizarán, potenciando así aún más la economía.

En el Aspecto ambiental, Oyotún se caracteriza por presentar un territorio en parte llano y accidentado, con presencia de laderas, quebradas, pequeños cañones, precipicios y crestas. Esto conlleva a que sea naturalmente polvoriento ya que tiene muchas zonas descampadas.

Este es el caso del terreno del estadio municipal que, al estar prácticamente llano y sin ninguna construcción, se produce gran cantidad de polvo contaminando la calidad del aire de la localidad además genera un mal paisaje, es por eso por lo que la implementación de un polideportivo generará un impacto ambiental positivo, ya que tendrá un gran porcentaje de áreas verdes con construcciones que darán un mejor aspecto al estadio municipal y a la ciudad en general.

En el Aspecto técnico, en la infraestructura del nuevo polideportivo se utilizará como principales materiales el concreto armado y el acero estructural por sus beneficios para el desarrollo de las diversas estructuras con las que contará este complejo, las cuales estarán dotadas de diferentes ambientes que complazcan las necesidades plasmadas en el proyecto siendo estas debidamente analizadas y diseñadas con el fin de no causar ningún problema de seguridad o de servicio siguiendo lineamientos y normas propuestas en el Reglamento Nacional de edificaciones del Perú.

Asimismo, el proyecto contara con coberturas de losas deportivas, tribunas del estadio, y el coliseo, los cuales serán diseñados con estructuras no convencionales, las cuales cumplen con solicitaciones especiales del proyecto, tales como grandes luces para el aprovechamiento de áreas libres.

En el Aspecto científico, para la realización del polideportivo en el estadio municipal se diseñarán los elementos estructurales comprendidos entre las losas deportivas, restaurante, vestuarios, salas de usos múltiples, cobertura de tribunas entre otros, con sistemas constructivos convencionales en el caso del material concreto armado y sistemas constructivos no convencionales tales como el uso de acero estructural y tenso estructuras.

Es por ello por lo que esta investigación tiene como fin realizar el análisis y propuesta del diseño estructural del complejo polideportivo del distrito de Oyotún utilizando estructuras especiales, esto se logrará obteniendo datos fundamentales para el planteamiento del proyecto tales como el relieve del terreno, así como también sus propiedades mecánicas del suelo, con el propósito de usarlos al momento de diseñar los elementos que conformen las estructuras propuestas, dando como resultado los planos estructurales finales, además del estudio de impacto ambiental, metrados y presupuesto.

II. MARCO TEORICO

2.1 Antecedentes del problema

Morales Guzmán, Carlos César, 2018. Diseño y desarrollo de patrones de la forma de una tenso-estructura. Artículo Científico. Universidad Veracruzana, Poza Rica. Veracruz, México

Este artículo científico nos acerca más a las tenso-estructuras explicándonos algunos conceptos preliminares de estas singulares estructuras, que nos introducen en una metodología que facilita el diseño a realizar, debido a la generación de la forma óptima de una superficie, lo que permitirá desarrollar detalles constructivos más congruentes con la generación de proyectos ingenieriles y/o arquitectónicos [14].

Alvarado Escudero, Juan Cristóbal y Vélez Martínez, Paúl Esteban, 2016. Diseño a nivel de anteproyecto de un polideportivo para el Cantón Portovelo con criterios de Eficiencia Energética. Tesis de pregrado. Universidad de Cuenca. España

La falta de práctica del deporte en una localidad o en un país en general puede causar grandes impactos negativos en la población, tanto en el sector salud como en el sector seguridad ciudadana, es por ello por lo que no se debe escatimar esfuerzos en la construcción de proyectos que potencien estas actividades.

Sin embargo, no solo se trata de construir un lugar, sino que cuando hablamos de brindar un espacio con condiciones idóneas para el deporte no solo nos referimos al ámbito de la seguridad estructural, la cual es muy importante, por otro lado, hacemos referencia a que los espacios que se presenten en estos proyectos estén aptos para el desempeño de estas actividades de una manera profesional, sin involucrar dificultades para los deportistas.

Es por ello por lo que este trabajo recopilo una serie de parámetros a seguir para que las estructuras funcionen de una manera sinérgica con el ambiente y cumplan su servicio de la manera más eficiente [15].

Muñiz Martín, Ernesto 2014. Análisis Dinámico de las Tenso Estructuras: Propuesta de Metodología de Cálculo y Software Aplicado. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. España.

Esta Tesis Doctoral propone una metodología de cálculo que permitirá obtener las diferentes formas modales y balances energéticos asociados a la dinámica de una tenso-estructura, además se configuró un software informático, titulado Nodos por el autor, el cual lleva a cabo la aplicación del método de una manera más sofisticada y rápida, para obtener un análisis sin errores de estas estructuras [16].

Jiménez, Adriana, 2007. Análisis técnico y económico de tensoestructura como propuesta de cubierta para el palco del Estadio Olímpico Atahualpa. Tesis de pregrado. Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Quito.

Esta investigación planteo dos alternativas para la cubierta del palco del Estadio Olímpico Atahualpa, las cuales fueron las tenso estructuras y estructuras metálicas. Se hizo un análisis en diferentes programas tales como: Sap2000 e iXforTen 4000 aplicando las diferentes cargas y los diferentes requerimientos de diseño para cada una de ellas, determinándose así su diseño final, para el cual se hizo una comparación técnica como económica. Determinando que en las estructuras tensadas se requiere de menos recursos para su construcción y montaje, traduciéndose esto en un ahorro en el precio final como en tiempo de desarrollo del proyecto [17].

Lastra Zorrilla, Juan García, 2018. Diseño de cubierta textil y graderío de concreto armado para el campo deportivo de la PUCP. Tesis de pregrado. Pontificia Universidad Católica del Perú.

En esta investigación se realizó el diseño de una cubierta textil con tenso estructuras además de tribunas para el campo deportivo de la PUCP. Se tomó en cuenta un estudio de mecánica de suelos para el cálculo de cimentación y posteriores estructuras, para las cuales se realizó el modelado tanto en el software SAP2000 como en exporten para el análisis y cálculo de la cubierta textil, teniendo en cuenta las fuerzas actuantes permanentes, el viento y el sismo, dando como resultado los planos estructurales finales junto a las especificaciones técnicas de las estructuras tensadas planteadas [18].

Huaycho Sucari, Cristian Percy, Márquez Huamani, Gabriel Antonio, 2018. Análisis y diseño estructural de dos tribunas de un estadio de futbol ubicado en el cercado de Arequipa. Tesis de pregrado. Universidad Nacional de San Agustín

En este trabajo tuvo como objetivo realizar el análisis y diseño en concreto armado de dos tribunas, abarcando también un análisis sismorresistente siguiendo los regímenes de la norma actual, considerando cargas típicas para estas estructuras. Además, se hizo el modelamiento en el programa SAP2000 con diferentes metodologías, las cuales fueron explicadas paso a paso, con el fin de mostrárselas al lector [19].

Hidrugo Barragán, Manuel Alonso, 2017. Análisis y Diseño estructural del estadio municipal "Julio Bravo" del distrito de Puerto Eten, utilizando estructuras especiales. Tesis de pregrado. Universidad Santo Toribio de Mogrovejo.

En esta investigación se tuvo como principal objetivo el desarrollo de tenso estructuras para las cubiertas de las tribunas del Estadio Municipal del distrito de Puerto Eten, las cuales se realizaron con un material poco convencional como madera laminada debido a que la localidad donde se desarrolló este proyecto cuenta con un ambiente corrosivo debido a su cercanía al mar. Se involucraron estudios de análisis del suelo, topográfico y ensayos de laboratorio para determinar los componentes del ambiente [20].

2.2 Bases teórico-científicas

2.2.1 Bases legales

RNE. 2014. Norma A0100: Recreación y deporte. Lima, Perú.

Esta norma nos da requerimientos generales para todas las grandes instalaciones, en las cuales se desarrollan eventos deportivos, los cuales en su mayoría tienen como finalidad el esparcimiento y recreación de la gente. Se nos brinda información acerca de los espacios mínimos reglamentarios con los que deben contar estas instalaciones, tales como: área de canchas deportivas, graderías para el público, servicios sanitarios, vestidores, tópicos, áreas verdes y accesos [21].

Reglamento Nacional de Edificaciones. 2006. Norma Técnica E.020: Cargas. Lima, Perú.

El objetivo de esta Norma es establecer de manera clara las cargas mínimas que se deben considerar en estado de servicio al momento de diseñar, las cuales deben de ser soportadas por

la estructura de manera singular y/o con las combinaciones prescritas. Para esta tesis se considerarán la carga muerta, carga viva, presiones del suelo, presiones del viento, cargas de estructura y cargas de construcción [22].

Reglamento Nacional de Edificaciones. 2018. Norma Técnica E.0.30: Diseño Sismo resistente. Lima, Perú.

Esta Norma esclarece los criterios y consideraciones mínimas que se deben tener en cuenta al momento de diseñar una estructura, para que esta tenga un comportamiento sísmico acorde con la filosofía y principios de diseño sismorresistente, en la cual prima la seguridad y la preservación de la vida humana, además se debe de asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar daños a la propiedad [23].

Reglamento Nacional de Edificaciones. 2018. Norma Técnica E.050: Suelos y cimentaciones. Lima, Perú.

El objetivo de esta Norma es establecer los requisitos para la ejecución del Estudio de Mecánica de Suelos, con fines de cimentación, de edificaciones y otras obras indicadas en esta Norma.

Los EMS son ejecutados con la función de describir las características del suelo de fundación tales como: humedad, límite plástico, módulo de balasto, coeficiente fricción, etc., las cuales serán fundamentales para el desarrollo y cálculo de una cimentación segura, con el fin de evitar la falla de la estructura [24].

Reglamento Nacional de Edificaciones. 2009. Norma Técnica E.0.60: Concreto Armado. Lima, Perú.

Esta Norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis y diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, simple y prees forzado. También nos da alcance acerca de los planos y las especificaciones técnicas que los proyectos estructurales que utilicen este material deberán cumplir como mínimo.

Para el caso de tenso estructuras nos indica que las disposiciones de esta Norma regirán en lo que sean aplicables [25].

Reglamento Nacional de Edificaciones. 2006. Norma Técnica E.0.90: Estructuras Metálicas. Lima, Perú.

Esta Norma fija los requisitos y exigencias para el diseño, fabricación y montaje de estructuras metálicas para edificaciones, acepta los criterios del método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD) y el método por Esfuerzos Permisibles (ASD) [26].

Ley de Promoción y Desarrollo del Deporte, Ley N.º 29544. 2010. Lima, Perú.

Esta Ley recalca la práctica del deporte como derecho humano y es fundamental en las personas, y garantiza que el estado brinde este servicio con total equidad y sin exclusión.

El articulo N°3 de dicha ley, promueve como principal objetivo el Desarrollo y promoción del deporte de manera descentralizada en su variedad de disciplinas y modalidades.

En los diferentes artículos nos hace mención que la gestión de todo lo involucrado con el deporte corresponde a la actividad local, además se nos brinda una serie de reglamentaciones para una implementación de los proyectos de manera justa y responsable [27].

Ley General del Ambiente, Ley N°28611. 2005. Lima, Perú.

Esta ley reglamenta todo lo que involucre la materia ambiental en el Perú. Designa los derechos y deberes de todo poblador, además que tiene un rol regulador, ya que plasma los Estándares de Calidad Ambiental (ECA), los cuales son fundamentales para tener un ambiente y a todos sus componentes saludables y adecuados para la vida [28].

2.2.2 Bases teóricas

2.2.2.1 Diseño sismorresistente de estructuras

El diseño sismorresistente tiene como objetivo principal ante la acción repentina e inevitable de un sismo, el salvaguardar las vidas, produciendo el menor número de heridos adicionalmente a ello minorar los daños materiales, manteniendo en condiciones de posible uso las estructuras importantes o esenciales.

La responsabilidad de un correcto diseño sismorresistente recae en el ingeniero civil los cuales para lograr este objetivo tienen que valerse del diseño estructural, así como de estudios de suelos, supervisión de la calidad de materiales utilizados y un correcto procedimiento constructivo [29].

2.2.2.1.1 Filosofía de diseño sísmico

Una estructura deberá resistir:

Sismos Leves → Sin daños

Sismos Moderados → Daños estructurales leves

Sismos Severos → Daños estructurales importantes y mínima posibilidad de colapso [30]

2.2.2.1.2 Peligro sísmico

El peligro sísmico depende netamente del panorama sismo técnico de la zona, de las propiedades y características del suelo de fundación y de la topografía local, en pocas palabras, es la severidad de un movimiento sísmico en un emplazamiento determinado [31]

2.2.2.1.3 Vulnerabilidad sísmica

Es propio de las características de la estructura tales como: rigidez y resistencia estructural [31].

2.2.2.1.4 Riesgo sísmico

$$\text{Riesgo Sísmico} = \text{Vulnerabilidad} \times \text{Peligro}$$

El riesgo es el producto de la vulnerabilidad y el peligro.

El peligro es el factor independiente en el cual no podemos intervenir, es una amenaza natural, y la vulnerabilidad es la variable la cual podemos fortalecer con el fin de controlar y aminorar el riesgo sísmico [31].

2.2.2.1.5 Análisis Sismo resistente

Factor de amplificación sísmica

$T < Tp$ $\quad C = 2.5$

$Tp < T < Tl$ $\quad C = 2.5 * (Tp/Tl)$

$T > Tl$ $\quad C = 2.5 * \left(\frac{Tp*Tl}{T^2}\right)$

Donde:

$$T = \frac{hn}{C_T}$$

Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)

Tabla 5: Categoría de las edificaciones y Factor "U"

Categoria de las Edificaciones y Factor "U"	
CATEGORIA	U
A) Edificaciones Esenciales	1.50
B) Edifiaciones Importantes	1.3
C) Edificaciones Comunes	1
D) Edificaciones Temporales	ver NTP

Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente – Perú, E-030, 2018 [23]

Sistemas estructurales

El sistema estructural es un parámetro importante para el análisis sismo resistente es por ello por lo que de este dependen varios factores que ayudaran al diseño final de la estructura, también el sistema estructural es limitado según la zona en donde se realizará el proyecto siendo y la categoría de la edificación, la siguiente tabla muestra lo anterior expuesto.

Tabla 6: Categoría y sistema estructural de las edificaciones.

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y1	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confi nada.
A2 (**)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confi nada.
	1	Cualquier sistema
B	4, 3, 2 y 1	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confi nada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema

Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente – Perú, E-030, 2018 [23]

Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R0)

Tabla 7: Sistemas estructurales y su coeficiente básico de reducción "Ro"

Sistema Estructural	Coeficiente Basico de Reduccion Ro (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada ó	3
Madera	7

Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente – Perú, E-030, 2018 [23]

Regularidad estructural

La regularidad estructural depende de las características geométricas y físicas de la estructura a evaluar, se evalúan parámetros los cuales determinan si la estructura actúa de una manera más eficiente.

Tabla 8: Irregularidades estructurales en altura

TIPO	Ia
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	0.75
Irregularidad de Resistencia – Piso Débil	
Irregularidad Extrema Rigidez	0.5
Irregularidad Extrema Resistencia	
Irregularidad de Masa o Peso	0.9
Irregularidad Geométrica Vertical	0.9
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.9
Discontinuidad extrema en los Sistemas Resistentes	0.6

Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente – Perú, E-030, 2018 [23]

Tabla 9: Irregularidades estructurales en planta

TIPO	Ip
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.60
Esquinas Entrantes	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.90

Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente – Perú, E-030, 2018 [23]

Tabla 10: Restricciones de irregularidades según categoría de la edificación y zona

CATEGORIA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoria de la Edificacion	Zona	Restricciones
A1 y A2	4,3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4,3 y 2	No se permiten ¡rregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irreoularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en
		edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente – Perú, E-030, 2018 [23]

Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R)

Este coeficiente depende del coeficiente Ro y de las irregularidades halladas previamente en el análisis, las cuales depende de la estructura.

$$R = Ro * Ia * Ip$$

Estimación del peso de la estructura

El peso total de la estructura se halla mediante la suma del total de las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga.

Tabla 11: Porcentaje de sobrecarga a considerar según categoría de edificación

Categoria de la Edificacion	Porcentaje
A y B	50%
C	25%
Depositos	80%
Azoteas y techos	25%
Tanques, silos y similares	100%

Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente – Perú, E-030, 2018 [23]

Determinación de la fuerza cortante en la base

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

Mínima fuerza cortante admisible

La fuerza cortante mínima actuante en el análisis sísmico dinámico tiene que ser como mínimo:

Estructura regulares → 80% del cortante estático

Estructura irregulares → 90% del cortante estático

Desplazamientos laterales relativos admisibles

Los desplazamientos dependen de la regularidad de la estructura y también del material predominante.

Estructura regulares → 0.75 R

Estructura irregulares → 0.85 R

Tabla 12: Derivas máximas permitidas

Material predominante	(Δ/h)
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañileria	0.005
Madera	0.010
EMDL	0.005

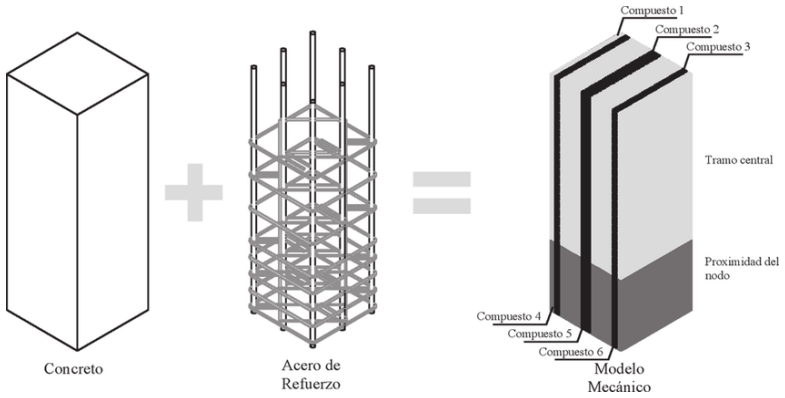
Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente – Perú, E-030, 2018 [23]

2.2.2.2 Diseño en concreto armado

2.2.2.2.1 Concreto armado

El concreto armado es un material que consiste en la mezcla de concreto simple con barras o malla de acero, llamadas armaduras. Esta unión de materiales le brinda propiedades que hacen de este material uno de los más usados en la industria de construcción [32].

Ilustración 2:Discretización de los elementos de concreto armado.



Fuente: Reserva de resistencia de edificios porticados de concreto armado diseñados conforme al ACI-318/IBC-2006. Vielma. 2008 [33]

2.2.2.2.2 Propiedades del concreto armado

a) TRABAJABILIDAD

Es la capacidad que tiene el concreto de manejarse, transportarse y moldearse al ser colocado, adoptando así las formas requeridas para la construcción de una estructura [34].

b) DURABILIDAD

Es la capacidad de resistir las solicitaciones de cargas, acciones de productos químicos, desgastes y los factores ambientales sin ver sus condiciones físicas y químicas alteradas durante su vida útil [35].

c) RESISTENCIA A LA COMPRESION

Dada en su mayoría por el concreto y depende de las propiedades de los materiales y del cemento que se usó para la mezcla

d) RESISTENCIA A LA TRACCIÓN

Dada principalmente por el acero que compone este material.

e) DUCTILIDAD

Es la capacidad de soportar deformaciones más allá del rango elástico sin reducir su resistencia o rigidez y sin llegar al punto de falla frágil. Una de las principales características que hacen de este material el más usado para la construcción.

2.2.2.2.3 Cimentaciones

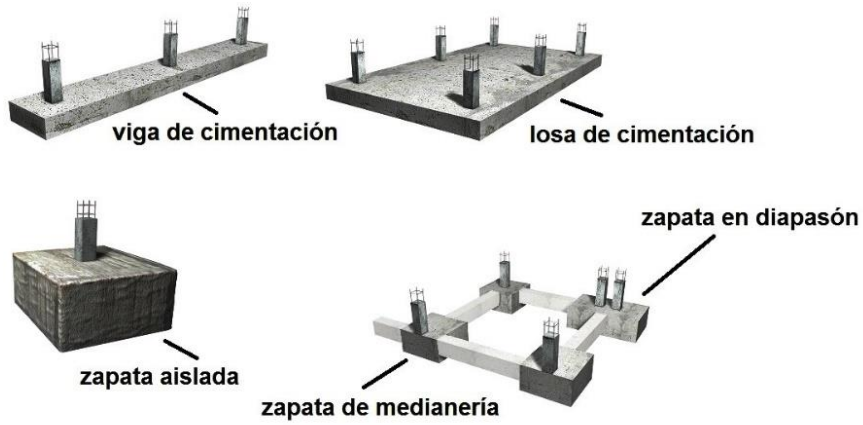
La cimentación de una estructura es aquello que la sustenta sobre el terreno. Generalmente está enterrada y transmite al terreno su propio peso y las cargas recibidas, de modo que la estructura que soporta sea estable, la presión transmitida sea menor a la admisible y los asientos se encuentren limitados [36].

Existen varios tipos de cimentación las cuales serán usadas según las solicitaciones de cada proyecto en particular y las que más sean acorde a este.

Tipos de cimentación más usuales:

- Zapatas Aisladas.
- Zapatas conectadas.
- Zapatas combinadas.
- Vigas de cimentación
- Platea de cimentación
- Pilotes de cimentación.

Ilustración 3: Tipos de cimentaciones superficiales



Fuente: Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención, V. Yepes, 2016 [37]

- **Factores para el diseño de cimentaciones.**

- Cargas de la estructura.
- Propiedades del suelo (esfuerzo admisible, tipo de suelo, módulo de balasto).
- Profundidad de desplante.
- Profundidad de la napa freática.
- Tipo de cimentación.
- Propiedades del concreto armado (resistencia a la compresión, límite de fluencia del acero).

2.2.2.3.1. Diseño de cimentaciones

En este trabajo de investigación se utilizará zapatas combinadas para la cimentación de los diferentes para lo cual debemos hacer un análisis aplicando las presiones que transmite el suelo a dicho elemento estructural.

El diseño se rige por los esfuerzos de flexión, cortante y punzonamiento que son los principales en este tipo de zapatas.

Diseño por flexión

Para hallar el momento máximo actuante en la zapata debemos de contar con la presión que ejerce en el suelo y conocer las características geométricas de esta, teniendo esos datos se utilizará:

$$Mact = qu\ x\ B\ x \frac{Lv^2}{2}$$

Donde:

qu: Presión última del suelo ejercida en la zapata.

B: Ancho de la cimentación.

Lv: Longitud de vuelo de la zapata a diseñar.

Teniendo el Momento actuante se procederá a utilizar las fórmulas para flexión, que están especificadas en el diseño de vigas.

Diseño por cortante

$$Vu < \emptyset Vc$$

$$Vu = qu * (Lv - d)$$

$$Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Verificación por Fuerza Cortante por Punzonamiento

Debemos hallar un área de punzonamiento, la cual es mayor que el área de la columna y se halla de la siguiente manera.

$$m = b + \frac{d}{2}$$

$$n = h + \frac{d}{2}$$

$$Ao = m * n$$

$$Vu = Pu - \sigma u * Ao$$

$$\beta = lado\ mayor / lado\ menor$$

$$Vc = \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta}\right) * \sqrt{f'c} * bo * d$$

$$Vc = (1.1) * \sqrt{f'c} * bo * d$$

$$\emptyset = 0.85$$

Donde:

Ao: Área efectiva de punzonamiento

bo: Perímetro de corte

d: Peralte efectivo

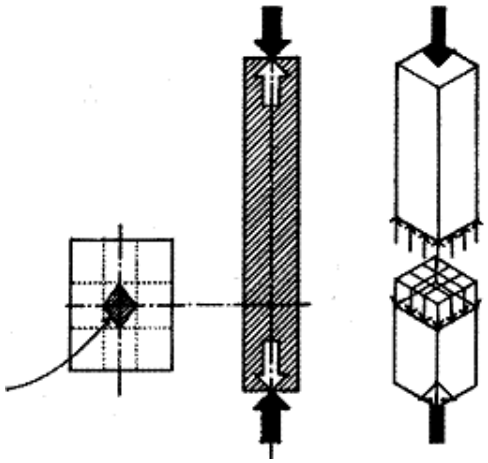
f'c: Resistencia a compresión del concreto

2.2.2.2.4 Columnas

Son los elementos estructurales verticales en su mayoría, que reciben las cargas proporcionadas por las vigas y losas, y se encargan de transmitirlas a la cimentación. Son el

esqueleto sismo-resistente de la estructura encargado de soportar la fuerza sísmica en su mayoría (en conjunto con los muros, de existirlos) y funcionan principalmente a flexo compresión [30].

Ilustración 4: Fuerzas de compresión en una columna.



Fuente: Constructor Civil, 2013 [38]

- **Factores para el diseño de columnas de concreto armado**

- Características geométricas de la columna
- Propiedades del concreto armado (resistencia a la compresión, límite de fluencia del acero)
- Diagrama de iteración.
- Desplazamientos de columnas.
- Cargas y esfuerzos en la columna

2.2.2.4.1. Diseño de columnas

Como primera verificación debemos comprobar si la columna soporta una carga en compresión considerable, como que para el diseño de esta sea por flexo compresión, de lo contrario, solo se realizará un diseño a flexión. El límite está establecido por:

$$Pu < 0.10 * f'c * Ag$$

Si el resultado es diseño a flexión se seguirá los pasos del diseño por viga estipulado posteriormente, pero si el diseño se basa en flexo compresión en este caso utilizaremos el Método de Bressler, en el cual se contempla las siguientes formulas.

$$\gamma = \frac{h - 12}{h}$$

$$Kn = \frac{Pn}{f'c * Ag}$$

$$Rn = \frac{Mn}{f'c * Ag * h}$$

Este análisis se realiza para 3 casos, empezando por un análisis a dos caras, en el cual se evalúa con respectos a los ejes X y, considerando la carga ultima axial y los momentos actuantes en cada dirección, luego se procede a hacer un análisis a 4 caras en el cual se realiza el proceso inverso, teniendo como fin del proceso verificar la siguiente ecuación.

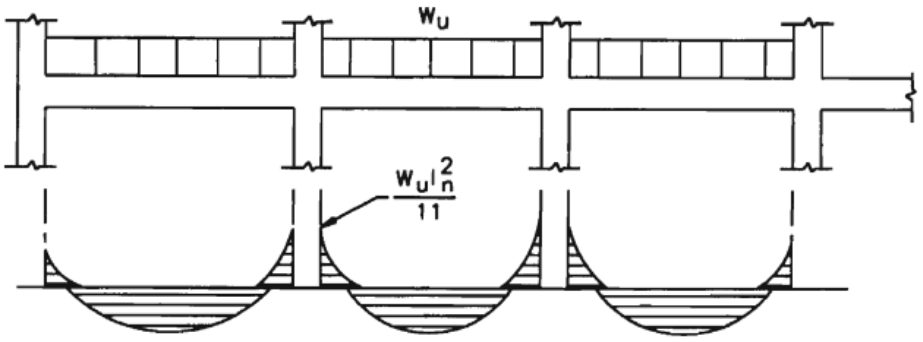
$$\frac{1}{\emptyset Pn} = \frac{1}{\emptyset Pnx} + \frac{1}{\emptyset Pny} + \frac{1}{\emptyset Pno}$$

Finalmente se debe verificar que la cuantía adoptada cumpla con la mínima y máxima establecida, 1% y 6% correspondientemente, además teniendo la sección reforzada se debe verificar que todas las cargas actuantes en las columnas se encuentren dentro de su diagrama de interacción.

2.2.2.2.5 Vigas

Son los elementos estructurales que reciben las cargas de las losas y se encarga de transmitirlas a las columnas, también tiene una función antisísmica importantísima debido a que trabajan junto a las columnas y a los muros soportando las fuerzas horizontales (cortante, axial y momentos) ocasionados por sismos [30].

Ilustración 5: Análisis de Vigas

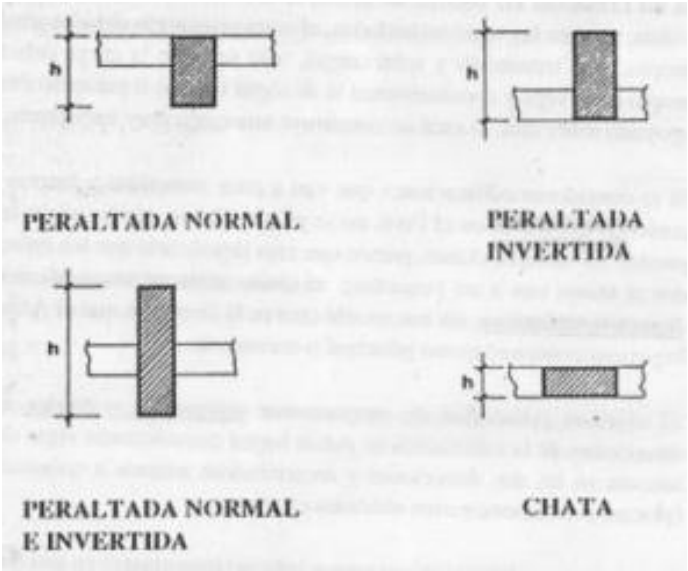


Fuente: Código de Diseño de Hormigón Estructural (ACI 318-99), 1999 [39]

Existen varios tipos de vigas, pueden ser clasificadas por su sección transversal, en las cuales tenemos como principales las rectangulares, tipo T y las circulares, también se suelen clasificar por su peralte (altura) y ubicación, pueden ser:

- Vigas Chatas
- Vigas Peraltadas
- Vigas peraltadas invertidas
- Viga peraltada normal e invertida

Ilustración 6: Tipos de Vigas



Fuente: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Blasco. 1994 [30]

- **Factores para el diseño de vigas de concreto armado**

- Características geométricas de las vigas
- Propiedades del concreto armado (resistencia a la compresión, límite de fluencia del acero)
- Momentos y cargas actuantes (flexión, torsión, cortante)
-

2.2.2.5.1. Diseño de vigas

Diseño de flexión

Al ser elementos que reciben mayormente cargas perpendiculares a su plano, los principales esfuerzos a soportan serán de flexión y cortante.

Para esfuerzos de flexión, utilizaremos la siguiente formula.

$$A_s = \frac{Mu}{\emptyset * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

Donde:

As = área de acero

Φ = factor de reducción de resistencia 0.90

Mu = Momento Ultimo actuante

fy = esfuerzo de fluencia

f'c = esfuerzo máximo de compresión

d = peralte efectivo

a = profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos

b = ancho de viga

Al designar un área de acero para la viga, debemos tener en cuenta ciertos parámetros que le permiten trabajar de una manera correcta, tales como:

$$p\min < p < p\,max$$

$$p = \frac{As}{b * h}$$

$$p\,min = 0.7 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy}$$

$$pb = 0.85 * \beta 1 * \frac{f'c}{fy} * \left(\frac{6300}{6300 + fy}\right)$$

$$p\,max = 0.75 * pb$$

Además de estas verificaciones se debe comprobar que al momento de colocar el acero no se supere el ancho de la viga, teniendo en cuenta la separación mínima entre barras de acero de 1" (2.54cm).

Diseño de cortante

Posterior al diseño por flexión se debe comprobar que los esfuerzos cortantes actuantes en la viga no superen a los resistidos por el concreto y el acero. Para ello nos regimos

$$\emptyset\, Vn \geq Vu$$

$$Vn = Vc + Vs$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$Vs = \frac{Av * fy * d}{s}$$

Donde:

Φ = factor de reducción de resistencia 0.85

Vn = Resistencia nominal al cortante.

Vc = Resistencia al cortante suministrada por el concreto.

Vc = Resistencia al cortante suministrada por el acero de refuerzo.

Av = Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento.

S = Espaciamiento entre estribos.

Los espaciamientos están limitados por:

Tabla 13: Espaciamiento máximo de aceros por cortante

Norma E.060	S
Capítulo 11	< d/2
	60 cm
Capítulo 21	d/4
	8db
	24db
	30 cm

Fuente: Norma de Concreto Armado – Perú, E-060, 2018 [25]

Longitudes de desarrollo y empalmes

Estas longitudes son necesarias para tener un buen comportamiento y acoplamiento entre todos los elementos estructurales, con estas se asegura la transmisión de fuerza máxima de tracción de la barra de acero hacia el concreto.

Según lo estipulado en el capítulo 12 de la Norma E.060 del RNE del Perú.

Para barras igual o menores que 3/4”

$$ld = \left(\frac{fy * \Psi e * \Psi t * \lambda}{2.6 * \sqrt{f'c}}\right) * db$$

Para barras mayores de 3/4"

$$ld = \left(\frac{fy * \Psi e * \Psi t * \lambda}{2.1 * \sqrt{f'c}}\right) * db$$

Tabla 14: Factor de modificación de longitudes de desarrollo.

Factor	Condiciones	Valor
ψt	barras superiores	1.3
	*Otras barras	1
ψe	Barras o alambres con tratamiento superficial epóxico y recubrimiento menor que 3db o espaciamiento libre menor que 6db	1.5
	Otras barras o alambres con tratamiento superficial epóxico.	1.2
	Barras sin tratamiento superficial	1
ψs	Barras de 3/4" y menores	0.8
	Barras mayores de 3/4"	1
Λ	Concreto liviano	1.3
	Concreto de peso normal	1

Fuente: Norma de Concreto Armado – Perú, E-060, 2018 [25]

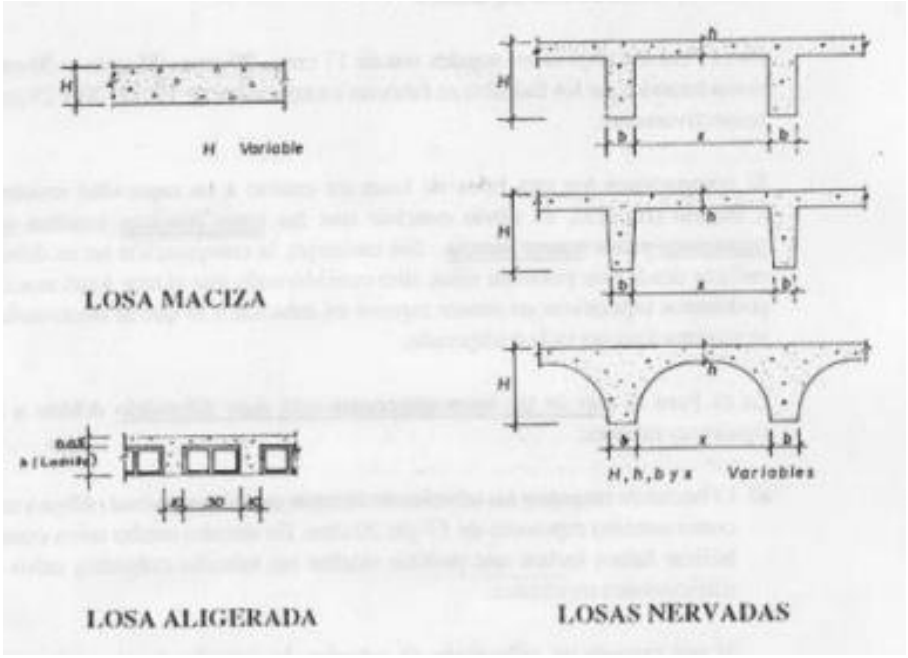
2.2.2.2.6 Losas

Las losas tienen como principales funciones el soportar los elementos de un piso entre los cuales se encuentran los diferentes tipos de mobiliarios y personas, además mejora el desempeño sísmico de una estructura, haciendo que este tenga desplazamientos constantes en un piso debido a que actúa como un diafragma rígido.

Existen varios tipos de losas.

- Losas Macizas
- Losas Nervadas
- Losas Aligeradas [30]

Ilustración 7: Tipos de losas.



Fuente: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Blasco. 1994 [30]

- **Factores para el diseño de losas de concreto armado**

- Características geométricas de las losas
- Propiedades del concreto armado (resistencia a la compresión, límite de fluencia del acero)
- Momentos y cargas actuantes (flexión, cortante)

2.2.2.6.1. Diseño de losas aligeradas

Para el diseño de losas aligeradas, las viguetas al ser vigas en forma de T se aplicarán las mismas fórmulas que el diseño a flexión y cortante explicadas anteriormente, tomando en cuenta solo el aporte del concreto para el caso del cortante.

Finalmente se verifica la cuantía mínima por temperatura, en este caso se toma la estipulada en la norma la cual es 0.0018.

2.2.2.2.7 Cisterna

La cisterna dotara de agua potable a todo el complejo deportivo, y su dotación dependerá de los servicios y personas que tenga de aforo.

2.2.2.7.1 Diseño de cisterna

Se calculará la presión activa y en reposo del suelo para el cálculo de los muros de la cisterna usando:

$$Ka = tg^2\left(45 - \frac{\emptyset}{2}\right)$$

Dónde:

ϕ: ángulo de fricción del suelo

2.2.2.2.8 Escalera

Se utilizará escaleras en las tribunas para alcanzar los asientos superiores, utilizaremos la cuantía mínima de losas y temperatura (0.0018)

2.2.2.8.1 Diseño de escalera

Se idealizará como viga de longitud de la escalera y para el predimensionamiento de la garganta se usará:

$$t = Ln/20$$

$$t = Ln/25$$

$$cos(\theta) = \frac{p}{\sqrt{p2 + cp2}}$$

$$h_0 = \frac{t}{cos\ \theta}$$

$$h_m = h_0 + \frac{CP}{2}$$

Donde

hm: espesor de escalera promedio.

θ: *ángulo entre paso y contrapaso*

CP: Altura del contrapaso.

p: Distancia del paso.

2.2.2.2.9 Plataforma deportiva

Las plataformas deportivas permitirán la práctica de múltiples deportes como: vóley, básquet, futbol 7 y futbol sala.

2.2.2.9.1 Diseño de escalera

Las plataformas deportivas se diseñarán como pavimento rígido por el método AASHTO con un periodo de diseño de 20 años, para ello se utilizó los monogramas AASHTO 93 para el cual es necesario la determinación de las siguientes variables.

Módulo de reacción del suelo.

$$K_c = \left(1 + (H/38)^2 + (k1/ko)^{2/3}\right)^{0.5} * Ko$$

Dónde:

K1: Coeficiente de reacción de la subbase granular.

Ko: Coeficiente de reacción de la subrasante.

H: espesor de la subbase granular.

Módulo de elasticidad del concreto.

$$Ec\ =\ 21000\ x\ f'c^{\,1/2}$$

Módulo de rotura.

$$Mr = a\, x \sqrt{f'c}$$

$$1.99 < a < 3.18$$

Coeficiente de trasmisión de cargas.

Tabla 15: Valores de coeficiente de trasmisión de carga "J"

Tipo de berma	J			
	GRANULAR O ASFALTICA		CONCRETO HIDRAULICO	
Valores J	¿ CON PASADORES?		¿ CON PASADORES?	
	SI	NO	SI	NO
	3.2	3.8 - 4.4	2.8	3.8

Fuente: A. Salazar Rodríguez, Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos, 2015 [40]

Pérdida de serviciabilidad.

$$\Delta PSI = Pi - Pt$$

Dónde:

Pi: Serviciabilidad inicial

Pt: Serviciabilidad final

2.2.2.3 Diseño en acero

2.2.2.3.1 Acero estructural

El acero estructural es el material resultante de la aleación de hierro, carbono y adiciones en menores cantidad de silicio, fósforo, azufre y oxígeno, que le aportan características específicas [36].

El acero estructural está compuesto por: Hierro puro + Metaloides (Carbono, Azufre, Fosforo, Silicio) + Metales Variables (Manganeso, Cromo, Níquel) [41]

Para el diseño en acero estructural se utilizará el método LRFD, el cual asume factores de cargas para cada posible grupo de cargas de servicio, los cuales son agrupados en diferentes combinaciones de diseño, dando como resultado la carga factorizada, con la cual se hallan las fuerzas y esfuerzos actuantes en los elementos estructurales, estos valores no deben ser mayores que las resistencias nominales de estos multiplicados por sus respectivos factores de reducción [42].

$$\emptyset\, Rn \geq Ru$$

Las combinaciones que se utilizarán para el diseño de las estructuras serán.

$$Combinación\ 1 = 1.4D$$

$$Combinación\ 2 = 1.2D + 1.6L.$$

$$Combinación\ 3 = 1.2D + 0.5L$$

$$Combinación\ 4 = 1.2D + 0.8L$$

$$Combinación\ 5 = 1.2D + 1.3W + 0.5L$$

$$Combinación\ 6 = 1.2D + 1.3W + 0.5L$$

$$Combinación\ 7 = 0.9D + 1.0W$$

$$Combinación\ 8 = 0.9D - 1.0W$$

Donde:

D: Carga Muerta.

L: Carga Viva.

W: Carga de viento.

Tabla 16: Factor de reducción Método LRFD

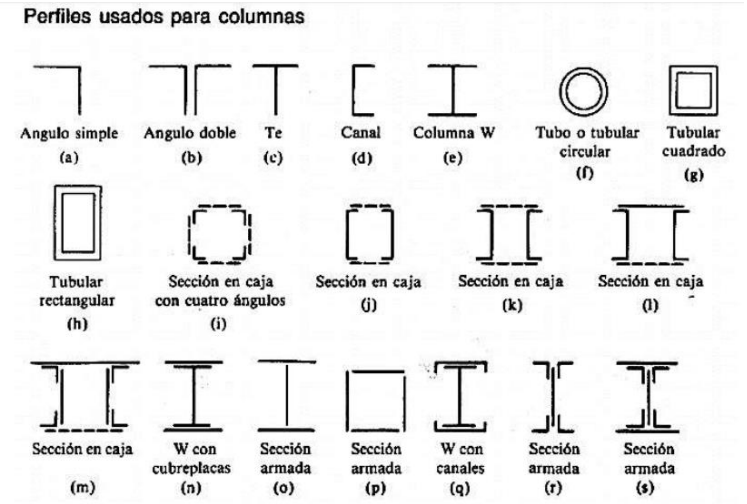
Factor de reducción (Ø)	Elemento o conexión
0.90	Sección total en tracción
0.75	Sección neta de conexión en tracción
0.90	Elementos en flexión
0.85	Elementos en compresión axial
0.75	Pernos en tracción

Fuente: A. Salazar Rodríguez, Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos, 2015 [40]

2.2.2.3.2 Mástil

Son elementos estructurales de acero sólido, de diferentes secciones según el diseño estructural y sus requerimientos, mayormente son prefabricadas y colocadas sobre un pedestal que es el encargado de transmitir las cargas a la cimentación.

Ilustración 8: Perfiles usados para columnas.



Fuente: Aceronechar. Reyes. 2013 [43].

- **Factores para el diseño de columnas de acero**

- Características geométricas del perfil estructural de la columna (inercia, espesor, área, altura)
- Propiedades del acero estructural.
- Esbeltez de las columnas.
- Cargas y esfuerzos en la columna.
-

2.2.3.2.1 Diseño de mástil o elementos a compresión

Se debe tener en cuenta como un factor principal a evaluar en elementos sometidos a compresión, la esbeltez del elemento, limitándose preferentemente por:

$$\frac{Kl}{r} < 200$$

Donde:

Le: Longitud efectiva.

K: Factor de longitud efectiva.

L: longitud del elemento estructural.

Se evaluó el parámetro λ_c , el cual nos permite verificar si la columna es esbelta o intermedia.

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r\pi} * \sqrt{\frac{Fy}{E}}$$

Se halla esfuerzo crítico

Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$\mathrm{F}_{cr} = \left(0.658^{\lambda_c{}^2}\right) * fy$$

Para $\lambda_c > 1.5$

$$\mathrm{F}_{cr} = (0.877) * fy$$

Como último paso se halla la resistencia nominal con:

$$\varphi \mathrm{P}_n = \varphi * Fcr * Ag$$

Ag = área total del miembro

fy = esfuerzo de fluencia especificada.

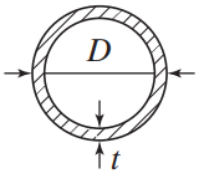
E = módulo de Elasticidad.

K = factor de longitud efectiva

l = longitud lateralmente no arriostrada.

r = radio de giro respecto del eje de pandeo.

$\varphi = 0.85$

Descripcion del elemento	Esfuerzo actuante	Razón ancho espesor	Relación límite ancho-espesor lr (no esbelto/esbelto)		
			λ_p compato	λ_r No compato	
HSS redondo	Compresión Uniforme	D/t	NA	0.11 E/fy	
	Flexión	D/t	0.07 E/fy	0.31 E/fy	

Fuente: Diseño de estructuras de acero, Mccorman [42].

Se evalúa también si:

El elemento es compacto si:

$$D/t < \lambda_p$$

El elemento es No compacto si:

$$\lambda_r \geq D/t > \lambda_p$$

Dónde:

λ = relación ancho-espesor.

λp = relación ancho- espesor límite para la sección compacta.

λr = relación ancho-espesor límite para el diseño

2.2.2.3.3 Cables de acero

Es un elemento, el cual es formado por la unión de varios alambres de acero con distintas propiedades. Tiene un rango de uso bastante variado como: elevación de cargas, refuerzo estructural, equipos de seguridad en las líneas de vida, y estos se caracterizan por la principal cualidad de este material, la cual es soportar grandes fuerzas de tracción [44].

- **Factores para el diseño de cables de acero**

- Características geométricas del cable.
- Propiedades del acero estructural.
- Cargas actuantes (tracción ultima).

2.2.2.3.4 Conexiones

Las conexiones son piezas importantes en el diseño de estructuras ya que de ellas dependen el buen acoplamiento entre los elementos a los cuales une.

Para que las conexiones tengan una adecuada instalación y evitar fallas por tensión en los miembros sujetadores se deberá respetar la distancia mínima que estipula el AISC la cual es de 3 veces el diámetro.

También se debe tener en cuenta las distancias al borde ya que puede haber punzonamiento y/o un alto peligro de desgarre, por eso se debe respetar los siguientes parámetros.

Tabla 17: Distancias mínimas y máximas permisibles entre pernos.

Diametro del tornillo (plg)	Distancia minima al borde (plg)	Distancia máxima al borde (plg)
1/2	3/4	o 12 veces el espesor de la parte conectada, pero no más de 6 pulgadas. o La separación máxima centro a centro de tornillos para miembros pintados o para miembros no pintados no expuestos a corrosión, es de 24 veces el espesor de la placa más delgada, pero sin exceder de 12 pulgadas (305 mm). o Para miembros no pintados que consisten en acero intemperizado sometidos a la corrosión atmosférica, la máxima es de 14 veces el espesor de la placa más delgada, pero sin exceder 7 pulgadas (180 mm).
5/8	7/8	
3/4	1	
7/8	1 1/8	
1	1 1/4	
1 1/8	1 1/2	
1 1/4	1 5/8	
Mayores de 1 1/4	1 1/4 * diametro	

Fuente: Diseño de estructuras de acero, Mccorman. [42]

2.2.2.4 Diseño de la tenso estructura

2.2.2.4.1 Tenso estructuras

Tenso estructura es el término usualmente empleado para denominar a las estructuras que mezclan membranas y cables de acero para construir grandes cubiertas, cuyas principales características son la resistencia a la tracción, la prefabricación, y la maleabilidad formal [45].

Ilustración 9: Membrana tensionada

Fuente: Cobertura Tensionada - Colegio Altair. Cobertens. 2016 [46]

2.2.2.4.2 Comportamiento estructural.

Estas membranas se caracterizan por trabajar por cargas únicamente de tracción, donde su estabilidad depende principalmente de su estructura tridimensional. Las cargas al trabajar de manera perpendicular con la superficie, esta tenderá a deformarse adoptando esas formas curvas las cuales son tan características de este sistema estructural. Es importante que la estructura trabaje solamente a tracción, debido que se presenta en algunos casos esfuerzos de compresión los cuales se traducen como fisuras o rajaduras en el textil de concreto [47].

- **Factores para el diseño de tenso estructuras,**
- Características tridimensionales de la membrana textil.
- Propiedades del concreto armado y acero.
- Propiedades de los cables
- Cargas actuantes en la membrana (viento, carga muerta)

2.2.3 Definición de términos básicos

Áreas verdes: Espacios urbanos donde predomina árboles, arbustos o plantas, los cuales pueden tener diferentes usos tales como: esparcimiento, recreación, ornamentación y ecológicas [48].

Estadios: Un estadio es una construcción cerrada con graderías para los espectadores, destinado a competiciones deportivas. Puede ser al aire libre o cubierto [49].

Estudio de impacto ambiental: Estudio técnico que predice, identifica, valora y corrige los impactos producidos por alguna acción [50].

Estudio mecánica de suelos: Es un estudio de carácter obligatorio que permite conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo, y su composición estratigráfica, además de mostrar la ubicación de la capa freática si la hubiese [51].

Evaluación de impacto ambiental: Es un proceso jurídico-administrativo que identifica, predice e interpreta los impactos ambientales de un proyecto o plan ejecutado por el hombre, con el fin de mitigar y corregir estos [50].

Impacto ambiental: Es la alteración ya sea beneficiosa o perjudicial sobre un componente del medio propiciado por la acción del hombre [50].

Muro de cortante: Es un muro de concreto armado el cual proporciona gran rigidez y resistencia lateral en el sentido que se ubica, generalmente son de ancho angosto y se caracteriza por absorber un gran porcentaje de la fuerza cortante de la estructura [52].

Polideportivo: El polideportivo es un lugar que sitúa diferentes instalaciones e infraestructuras las cuales tienen como fin la práctica de disciplinas deportivas [53].

Sismo: Un sismo es el movimiento brusco de la Tierra causado por la liberación de energía acumulada durante un largo tiempo. Habitualmente estos movimientos son lentos e imperceptibles, pero en algunos el desplazamiento libera una gran cantidad de energía, cuando

una de las placas se mueve bruscamente contra la otra, rompiéndola y originando el Terremoto [54]**.**

Subestructura: Sistemas de apoyo y zonas de edificios u otras estructuras situadas por debajo del nivel del suelo o en partes inferiores de las estructuras cuando se distinguen estas porciones del suelo o por encima de los niveles superiores. [55]

Superestructura: El término es la parte más elevada de un conjunto estructural. También se refiere a estructuras y obras arquitectónicas o de ingeniería de gran tamaño y especial complejidad en su construcción [56].

Tribunas: Galería destinada a los espectadores en lugares públicos [57].

III. MATERIALES Y METODOS

Se describe y explica cómo se hizo la investigación. De acuerdo al enfoque puede comprender:

3.1 Tipo y nivel de investigación

De acuerdo con el diseño de investigación de mi proyecto es de tipo descriptiva, porque a partir del análisis del objeto de estudio se desprenderá el diseño final de las edificaciones propuestas.

De acuerdo con el fin que se persigue es de tipo aplicada, porque busca que la aplicación de todos los conocimientos y habilidades adquiridas durante la carrera de Ingeniería Civil Ambiental.

3.2 Diseño de investigación

De acuerdo con el diseño de la investigación es aplicada ya que se fundamenta en solventar problemas prácticos aplicando los conocimientos obtenidos en la carrera de Ingeniería Civil Ambiental.

3.3 Población, muestral de estudio y muestreo.

Se establecerán los parámetros correspondientes y necesarios luego de identificar y describir las características de la zona y del proyecto mismo, constituido por el área del proyecto y el entorno en el cual se desarrollará, siendo este el distrito de Oyotún.

Para la encuesta realizada, se encuestó a 70 pobladores de Oyotún, para determinar una muestra significativa y representar una opinión objetiva de la situación.

3.4 Criterios de selección

Para seleccionar el distrito donde se ejecutará el complejo deportivo se evaluó un distrito donde la delincuencia y problemas de salud hayan venido en aumento en los últimos, además de presentar una cultura del deporte relativamente baja.

3.5 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

a. Técnicas

Observación: Observando las variables de la investigación en su condición natural y actual.

Encuesta: Planteando y ejecutando un cuestionario para reflejar la opinión y el sentir de los propios habitantes del distrito de Oyotún.

Análisis de contenido: Sistematizado e interpretado de la información obtenida diversas fuentes, tales como: bibliografías, proyectos, expedientes técnicos, plano, etc.).

b. Instrumentos

- Cuestionario hecho a la población de Oyotún (VER ANEXO 01).

- Programas de cómputos y software.
  - ✓ AutoCAD 2020.
  - ✓ SAP 2000 21.
  - ✓ ETABS 2018.
  - ✓ SAFE 2016.
  - ✓ Microsoft Office 2010: Excel, Word, Power point.
- Instrumentos para el levantamiento topográfico.
  - ✓ Estación total.
  - ✓ Prismas.
  - ✓ Wincha.
  - ✓ Yeso.
  - ✓ GPS.
- Instrumentos de soporte: Estos instrumentos sirven como complemento al momento de registrar y plasmar los datos.
  - ✓ Cámara fotográfica.
  - ✓ Lapiceros.
  - ✓ Memoria USB.
  - ✓ Laptop portátil.

3.6 Plan de procesamiento y análisis de datos

FASE I: RECOLECCIÓN DE DATOS

1. Efectuar coordinaciones con las autoridades locales competentes del distrito de Oyotún.
2. Recopilación de información que nos orienten a un correcto diseño de las tenso estructuras
3. Conseguir un Estudio de Mecánica de Suelos, próximo a la zona a realizarse el proyecto.
4. Realizar la topografía de la zona.
5. Realizar los planos arquitectónicos del polideportivo de Oyotún.
6. Revisión de las normas y leyes vigentes para adoptarlas en el proyecto.
7. Inicio de la evaluación de Impacto Ambiental conjunto con la elaboración del proyecto.

FASE II: ESTRUCTURAS CONVENCIONALES

8. Estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales de concreto armado.
9. Modelamiento de estructuras de Concreto Armado.
10. Análisis lineal de los elementos de concreto armado del complejo deportivo en estudio.
11. Elaboración de memorias de cálculo
12. Diseño de los elementos de concreto armado del complejo deportivo en estudio
13. Elaboración de planos estructurales al 60%
14. Elaboración de metrados al 60%
15. Continuación con la evaluación de impacto ambiental.

FASE III: ESTRUCTURAS NO CONVENCIONALES.

16. Estructuración y predimensionamiento de elementos de estructuras metálicas.
17. Análisis de los elementos de acero estructural del complejo deportivo en estudio
18. Diseño de los elementos de acero estructural del complejo deportivo en estudio

19. Estructuración y predimensionamiento de las membranas tensadas.
20. Modelamiento de las membranas tensadas en los programas exporten 4000 y SAP 2000
21. Continuación de la evaluación de Impacto Ambiental

FASE IV: COMPARACIÓN DE RESULTADOS

22. Comparación de resultados de las membranas en los 2 softwares evaluados
23. Elaboración de especificaciones técnicas
24. Elaboración de planos al 100%.
25. Continuación de la evaluación de Impacto Ambiental.

FASE V: INFORME FINAL

26. Análisis de resultados.
27. Elaboración de metrados al 100%
28. Elaboración de presupuesto de obra.
29. Elaboración de conclusiones y recomendaciones.
30. Informe final de evaluación de Impacto Ambiental.

3.7 Procedimientos

3.7.1 Levantamiento Topográfico

El levantamiento topográfico se realizó usando una estación total Modelo Leica Tcr407, además se trabajó en el sistema geodésico de coordenadas WGS 84.

1. Se estacionó la estación total en un punto, el cual referenciamos como BM1 para posteriores cambios de estación.
2. Se midió la altura de la estación con el nivel de terreno.
3. Se referenció el punto BM1 con un GPS, en el sistema geodésico de coordenadas WGS 84.
4. Se tomó la medida de los puntos a interés, los cuales ubicaban las estructuras existentes y puntos adicionales para generar las curvas del nivel del terreno.
5. Para el cambio de estación, se referenciaba el punto tomando la medida de este, y luego se llevaba la estación hasta ese punto, finalizando con una vista atrás.

Realizado el procedimiento descrito anteriormente se obtuvo 459 puntos, con los cuales se logró la ubicación de las estructuras existentes además de otros puntos de interés.

Los puntos obtenidos en el levantamiento topográfico fueron los siguientes:

Tabla 18: Puntos del levantamiento topográfico.

N°	COORDENADAS			REF
	ESTE	SUR	COTA	
1	9242335.96	687638.036	213.143	E2
2	9242313.98	687686.787	215.023	E3
3	9242306.16	687697.966	216.03	ING
4	9242311.96	687699.572	216.03	ING
5	9242299.79	687696.163	216.517	L
6	9242318.3	687701.307	216.204	L
7	9242299.37	687697.661	216.487	L
8	9242317.83	687703.112	216.304	L
9	9242295.92	687696.682	216.573	L
10	9242321.38	687704.29	216.348	L
11	9242295.45	687698.259	216.564	L
12	9242320.85	687705.819	216.402	L
13	9242291.95	687697.27	216.591	L
14	9242324.42	687706.861	216.441	L
15	9242291.27	687698.946	216.672	L
16	9242323.94	687708.594	216.452	L
17	9242290.3	687701.804	216.774	TK
18	9242288.99	687705.591	216.854	TK
19	9242285.07	687704.362	216.954	TK
20	9242285.08	687704.359	228.73	TK
21	9242285.06	687704.355	225.641	TK
22	9242307.74	687727.325	217.162	TRI
23	9242306.3	687732.19	217.324	TRI
24	9242321.67	687731.488	217.122	TRI
25	9242325.47	687732.613	217.111	TRI
26	9242339.43	687736.725	217.185	TRI
27	9242240.87	687699.726	217.411	LO
28	9242240.99	687699.622	217.161	R
29	9242202.6	687688.361	217.421	LO
30	9242202.57	687688.287	217.049	R

31	9242197.01	687707.5224	217.439	LO
32	9242196.954	687707.5534	217.237	R
33	9242235.303	687718.8104	217.428	LO
34	9242235.36	687719.0525	217.236	R
35	9242281.114	687827.4607	219.8	TRI
36	9242279.757	687832.13	219.959	TRI
37	9242292.66	687830.8304	219.773	TRI
38	9242296.578	687831.9065	219.768	TRI
39	9242295.137	687836.6993	219.905	TRI
40	9242308.083	687835.3667	219.792	TRI
41	9242265.318	687736.1541	217.726	CAN
42	9242257.65	687763.3565	218.318	CAN
43	9242255.584	687770.5043	218.466	CAN
44	9242353.048	687829.2323	219.112	CAN
45	9242247.753	687797.9763	219.26	CAN
46	9242306.526	687731.5353	218.367	BM1
47	9242309.733	687769.1388	218.186	E4
48	9242304.782	687732.3935	217.292	CA
49	9242304.418	687732.3687	217.298	CA
50	9242304.581	687731.7271	217.241	CA
51	9242304.827	687731.7353	217.237	CA
52	9242306.451	687728.7571	217.229	CA
53	9242306.819	687728.8309	217.229	CA
54	9242306.882	687728.6092	217.225	CA
55	9242306.491	687728.5369	217.227	CA
56	9242240.845	687699.7646	217.415	BM2
57	9242195.321	687671.4895	216.648	PE
58	9242190.529	687676.1818	216.707	PE
59	9242207.248	687674.2631	216.834	R
60	9242185.359	687694.2962	217.197	R
61	9242199.782	687696.6178	217.203	R
62	9242193.995	687715.5423	217.64	R
63	9242179.744	687713.9685	217.716	R
64	9242187.439	687735.6057	218.056	R
65	9242173.671	687735.2495	218.219	R
66	9242182.388	687752.6243	218.572	R
67	9242168.309	687754.294	218.865	R
68	9242163.907	687769.5341	219.317	R
69	9242175.293	687773.0884	219.375	R
70	9242158.423	687788.9461	220.238	R
71	9242170.328	687792.2144	219.936	R
72	9242155.311	687799.5734	220.428	PE
73	9242160.356	687808.4245	220.727	PE
74	9242181.069	687814.3392	220.528	R
75	9242189.092	687795.2092	219.787	R
76	9242207.253	687800.4076	219.618	R
77	9242201.879	687820.2761	220.368	R
78	9242225.836	687806.7583	219.632	R
79	9242222.356	687826.1078	220.295	R
80	9242246	687812.5144	219.581	R
81	9242241.537	687831.585	220.262	R
82	9242265.549	687817.2572	219.514	R
83	9242261.778	687837.3577	220.413	R
84	9242285.199	687823.0134	219.362	R

85	9242296.026	687826.6539	219.309	R
86	9242290.726	687845.5677	220.32	R
87	9242315.737	687832.3564	219.321	R
88	9242307.832	687850.4497	220.241	R
89	9242335.119	687837.4738	219.685	R
90	9242353.332	687840.9059	219.372	R
91	9242331.863	687857.2871	220.387	R
92	9242350.698	687862.5809	220.588	R
93	9242367.068	687867.1612	220.695	PE
94	9242375.295	687862.6768	220.33	PE
95	9242381.328	687844.9758	219.651	R
96	9242360.355	687838.2333	219.233	R
97	9242366.581	687820.8225	218.782	R
98	9242388.015	687825.5353	218.827	R
99	9242374.515	687800.0131	218.326	R
100	9242394.887	687805.4786	218.266	R
101	9242379.74	687780.8227	217.917	R
102	9242400.632	687788.6957	218.675	R
103	9242386.37	687761.662	217.555	R
104	9242407.191	687769.4745	217.563	R
105	9242393.111	687743.83	217.145	R
106	9242413.205	687751.7071	217.303	R
107	9242415.958	687743.6817	216.945	PE
108	9242411.496	687734.703	216.847	PE
109	9242391.988	687728.8778	217.114	R
110	9242389.231	687743.9347	217.171	R
111	9242371.067	687739.7844	217.119	R
112	9242371.04	687722.65	216.771	R
113	9242360.384	687719.4632	216.497	R
114	9242354.9	687736.3266	217.004	R
115	9242333.256	687711.4008	216.552	R
116	9242326.649	687728.9216	216.918	R
117	9242304.619	687724.4192	217	R
118	9242303.2	687697.066	216.429	R
119	9242282.9	687716.4586	217.035	R
120	9242282.709	687696.5361	216.741	R
121	9242261.37	687708.5881	217.022	R
122	9242261.257	687690.0905	216.846	R
123	9242244.392	687703.4537	217.179	R
124	9242243.217	687684.7396	217.045	R
125	9242239.804	687686.9357	217.092	BA
126	9242240.787	687684.0479	216.976	BA
127	9242235.771	687685.8149	216.995	BA
128	9242221.889	687678.4517	217.047	R
129	9242227.823	687691.4635	216.972	R
130	9242277.735	687729.62	217.497	R
131	9242257.354	687723.6653	217.425	R
132	9242273.011	687750.4225	217.982	R
133	9242251.835	687742.9115	217.761	R
134	9242267.752	687770.2184	218.42	R
135	9242246.452	687763.0168	218.278	R
136	9242262.37	687789.1935	218.945	R
137	9242241.887	687783.6236	218.837	R

138	9242280.932	687795.9308	218.899	R
139	9242300.625	687802.7001	218.931	R
140	9242286.657	687777.6421	218.444	R
141	9242307.178	687777.8355	218.393	R
142	9242293.781	687757.1847	217.946	R
143	9242312.732	687758.7531	217.92	R
144	9242300.294	687737.7805	217.528	R
145	9242318.886	687741.1867	217.521	R
146	9242324.051	687737.4974	217.427	TRI
147	9242339.267	687747.0094	217.511	R
148	9242358.884	687750.8134	217.469	R
149	9242335.189	687766.8453	217.988	R
150	9242352.139	687769.7546	217.928	R
151	9242329.567	687785.7523	218.42	R
152	9242344.967	687788.6677	218.398	R
153	9242324.75	687806.3458	218.819	R
154	9242338.868	687807.1024	218.784	R
155	9242320.926	687823.5775	219.119	R
156	9242332.587	687825.5933	219.117	R
157	9242350.931	687830.8187	219.11	R
158	9242368.469	687833.9985	218.989	R
159	9242374.624	687815.4149	218.601	R
160	9242356.487	687812.0523	218.705	R
161	9242360.716	687802.0668	218.518	CAN
162	9242362.765	687794.8437	218.363	CAN
163	9242364.139	687789.6807	218.227	R
164	9242381.318	687796.2256	218.232	R
165	9242385.383	687778.6419	217.815	R
166	9242369.404	687771.1112	217.852	R
167	9242370.77	687767.7594	217.805	CAN
168	9242390.313	687761.1996	217.487	R
169	9242375.45	687751.7781	217.216	R
170	9242337.926	687741.5177	218.01	G1
171	9242338.082	687741.1139	218.011	G2
172	9242338.066	687741.0776	218.346	G3
173	9242338.22	687740.6777	218.341	G4
174	9242338.211	687740.5945	218.675	G5
175	9242338.33	687740.1631	218.674	G6
176	9242338.334	687740.141	219.031	G7
177	9242338.496	687739.7154	219.028	G8
178	9242338.487	687739.6512	219.405	G9
179	9242338.65	687739.2487	219.402	G10
180	9242338.668	687739.2249	219.749	G11
181	9242338.798	687738.7565	219.748	G12
182	9242338.809	687738.7288	220.098	G13
183	9242338.914	687738.3059	220.104	G14
184	9242339.069	687737.8211	220.444	G15
185	9242339.217	687737.3311	220.82	G16
186	9242339.245	687737.2907	221.168	G17
187	9242339.331	687736.8665	221.171	G18
188	9242339.35	687736.8548	221.492	G19
189	9242339.385	687736.7425	221.492	G20
190	9242281.131	687827.4799	220.115	G1

191	9242281.048	687827.8472	220.115	G2
192	9242281.024	687827.9567	220.446	G3
193	9242280.921	687828.3705	220.446	G4
194	9242280.911	687828.4061	220.816	G5
195	9242280.818	687828.8036	220.808	G6
196	9242280.794	687828.878	221.162	G7
197	9242280.668	687829.3134	221.162	G8
198	9242280.654	687829.3456	221.482	G9
199	9242280.548	687829.7482	221.488	G10
200	9242280.523	687829.8303	221.827	G11
201	9242280.42	687830.2378	221.824	G12
202	9242280.408	687830.2837	222.167	G13
203	9242280.277	687830.7133	222.169	G14
204	9242280.259	687830.7677	222.532	G15
205	9242280.143	687831.182	222.531	G16
206	9242280.125	687831.2486	222.887	G17
207	9242280.018	687831.7074	222.888	G18
208	9242279.997	687831.7616	223.236	G19
209	9242279.883	687832.1059	223.236	G20
210	9242281.344	687827.6217	220.115	TB
211	9242286.896	687829.2708	220.12	TB
212	9242292.464	687830.9223	220.144	TB
213	9242296.567	687832.1159	220.125	TB
214	9242302.256	687833.8217	220.131	TB
215	9242307.793	687835.4725	220.152	TB
216	9242306.563	687839.6964	223.252	TB
217	9242300.971	687838.1074	223.242	TB
218	9242295.414	687836.4421	223.248	TB
219	9242306.507	687732.171	218.022	TB
220	9242311.189	687733.4396	218.006	TB
221	9242315.649	687734.8016	217.99	TB
222	9242320.127	687736.1679	217.981	TB
223	9242324.234	687737.3733	217.98	TB
224	9242328.797	687738.7494	217.985	TB
225	9242333.25	687740.0752	217.988	TB
226	9242337.847	687741.409	218.007	TB
227	9242339.237	687736.8075	221.497	TB
228	9242306.338	687697.6396	216.026	RAMP
229	9242312.381	687698.381	215.772	RAMP
230	9242312.013	687699.2204	216.015	RAMP
231	9242306.51	687696.7511	215.834	RAMP
232	9242313.468	687699.5404	215.94	Q
233	9242304.905	687697.1211	216.061	Q
234	9242313.89	687698.425	215.816	Q
235	9242305.17	687695.9125	215.909	Q
236	9242315.372	687698.7836	215.809	Q
237	9242303.762	687695.4705	216.001	Q
238	9242318.496	687701.1284	215.83	Q
239	9242299.687	687695.7681	216.565	Q
240	9242321.606	687704.122	216.219	Q
241	9242295.891	687696.3817	216.586	Q
242	9242324.683	687706.6889	216.325	Q
243	9242291.886	687696.9769	216.602	Q

244	9242325.976	687708.9138	216.421	Q
245	9242287.241	687697.5865	216.741	Q
246	9242288.912	687691.8366	215.945	R
247	9242331.116	687708.0777	215.815	R
248	9242290.365	687687.4745	215.732	R
249	9242332.023	687704.8842	215.688	R
250	9242333.444	687701.3586	215.473	R
251	9242292.025	687683.6839	215.51	R
252	9242335.291	687695.8615	215.066	R
253	9242336.947	687688.398	214.78	R
254	9242293.569	687679.4557	215.44	R
255	9242294.52	687674.6258	215.33	R
256	9242296.117	687669.3834	215.535	LP
257	9242336.086	687682.4784	214.589	LP
258	9242313.487	687674.3771	214.924	Q
259	9242326.442	687678.2258	214.682	Q
260	9242325.637	687676.1032	214.563	Q
261	9242312.365	687678.7153	214.704	R
262	9242323.992	687680.3713	214.766	R
263	9242322.212	687685.6217	214.829	R
264	9242309.497	687685.691	215.06	R
265	9242308.519	687689.3341	215.258	R
266	9242307.803	687692.5396	215.538	R
267	9242320.351	687691.3755	214.952	R
268	9242318.938	687696.5947	215.467	R
269	9242268.205	687691.8513	216.664	R
270	9242270.813	687686.2504	215.897	R
271	9242272.681	687681.675	215.719	R
272	9242274.502	687677.6137	215.608	R
273	9242276.189	687672.6514	215.56	R
274	9242277.454	687668.5463	215.534	R
275	9242278.921	687664.4475	215.981	LP
276	9242344.205	687714.3688	216.481	R
277	9242346.059	687708.2788	215.761	R
278	9242348.593	687700.2467	215.22	R
279	9242350.224	687692.9657	214.925	R
280	9242351.288	687688.5653	214.741	R
281	9242353.994	687685.342	214.636	LP
282	9242262.523	687659.1624	215.907	LP
283	9242261.23	687664.2971	215.604	R
284	9242260.463	687669.38	215.622	R
285	9242259.016	687675.5137	215.739	R
286	9242257.96	687681.4116	215.86	R
287	9242256.469	687688.3786	216.82	R
288	9242374.813	687691.404	215.274	LP
289	9242373.374	687698.4571	215.087	R
290	9242370.176	687705.1187	215.252	R
291	9242366.972	687715.5481	216.217	R
292	9242365.076	687720.521	216.615	R
293	9242236.35	687682.4404	216.931	R
294	9242238.522	687676.9272	216.284	R
295	9242240.375	687671.4213	215.907	R
296	9242242.036	687665.4272	215.779	R

297	9242243.537	687659.7988	215.635	R
298	9242245.155	687654.5319	215.531	LP
299	9242388.327	687727.4728	216.901	R
300	9242391.498	687719.4573	216.125	R
301	9242395.216	687710.6852	215.397	R
302	9242399.416	687704.3919	215.28	R
303	9242407.229	687700.6318	214.901	LP
304	9242227.071	687650.1103	215.72	LP
305	9242225.799	687655.5635	215.733	R
306	9242224.343	687661.792	215.805	R
307	9242222.791	687668.0515	216.076	R
308	9242221.656	687672.6615	216.399	R
309	9242220.583	687677.7298	217.056	R
310	9242428.38	687710.4197	214.674	LP
311	9242426.477	687715.5455	214.799	R
312	9242422.572	687722.9644	215.417	R
313	9242420.491	687727.8793	215.928	R
314	9242411.734	687734.418	216.893	R
315	9242437.751	687716.865	214.755	PL
316	9242198.956	687671.3486	216.39	R
317	9242200.811	687665.9437	216.229	R
318	9242202.572	687661.0369	215.926	R
319	9242204.061	687656.0054	215.6	R
320	9242205.042	687651.1481	215.481	R
321	9242206.615	687643.6618	215.659	LP
322	9242318.656	687666.1879	214.475	PL
323	9242331.978	687636.0408	213.231	PL
324	9242345.96	687604.1332	212.43	PL
325	9242345.477	687602.1035	212.44	Q
326	9242330.886	687663.8669	214.273	LP
327	9242324.099	687737.4691	218.01	G1
328	9242324.256	687737.0653	218.011	G2
329	9242324.239	687737.029	218.346	G3
330	9242324.393	687736.6291	218.341	G4
331	9242324.385	687736.5459	218.675	G5
332	9242324.501	687736.1211	218.674	G6
333	9242324.507	687736.0924	219.031	G7
334	9242324.669	687735.6668	219.028	G8
335	9242324.66	687735.6026	219.405	G9
336	9242324.8	687735.2093	219.402	G10
337	9242324.841	687735.1763	219.749	G11
338	9242324.954	687734.7249	219.748	G12
339	9242324.982	687734.6802	220.098	G13
340	9242325.087	687734.2573	220.104	G14
341	9242325.243	687733.7725	220.444	G15
342	9242325.39	687733.2825	220.82	G16
343	9242325.418	687733.2421	221.168	G17
344	9242325.504	687732.8179	221.171	G18
345	9242325.524	687732.8062	221.492	G19
346	9242325.558	687732.6939	221.492	G20
347	9242320.167	687736.2776	218.01	G1
348	9242320.324	687735.8738	218.011	G2
349	9242320.307	687735.8375	218.346	G3

350	9242320.461	687735.4376	218.341	G4
351	9242320.453	687735.3545	218.675	G5
352	9242320.569	687734.9343	218.674	G6
353	9242320.575	687734.901	219.031	G7
354	9242320.737	687734.4753	219.028	G8
355	9242320.728	687734.4111	219.405	G9
356	9242320.892	687734.0179	219.402	G10
357	9242320.909	687733.9848	219.749	G11
358	9242321.039	687733.5161	219.748	G12
359	9242321.05	687733.4887	220.098	G13
360	9242321.155	687733.0658	220.104	G14
361	9242321.311	687732.581	220.444	G15
362	9242321.458	687732.0911	220.82	G16
363	9242321.486	687732.0506	221.168	G17
364	9242321.572	687731.6264	221.171	G18
365	9242321.592	687731.6147	221.492	G19
366	9242321.626	687731.5024	221.492	G20
367	9242306.375	687732.1531	218.01	G1
368	9242306.531	687731.7494	218.011	G2
369	9242306.515	687731.713	218.346	G3
370	9242306.64	687731.305	218.341	G4
371	9242306.66	687731.23	218.675	G5
372	9242306.775	687730.8031	218.674	G6
373	9242306.783	687730.7765	219.031	G7
374	9242306.945	687730.3508	219.028	G8
375	9242306.935	687730.2866	219.405	G9
376	9242307.096	687729.8962	219.402	G10
377	9242307.116	687729.8604	219.749	G11
378	9242307.242	687729.3917	219.748	G12
379	9242307.258	687729.3643	220.098	G13
380	9242307.363	687728.9414	220.104	G14
381	9242307.518	687728.4566	220.444	G15
382	9242307.666	687727.9666	220.82	G16
383	9242307.694	687727.9262	221.168	G17
384	9242307.78	687727.5019	221.171	G18
385	9242307.799	687727.4902	221.492	G19
386	9242307.834	687727.3779	221.492	G20
387	9242292.591	687830.8542	220.115	G1
388	9242292.461	687831.165	220.115	G2
389	9242292.448	687831.2557	220.446	G3
390	9242292.322	687831.6723	220.446	G4
391	9242292.314	687831.711	220.816	G5
392	9242292.182	687832.0992	220.808	G6
393	9242292.156	687832.2073	221.162	G7
394	9242292.025	687832.6333	221.162	G8
395	9242292.023	687832.6635	221.482	G9
396	9242291.892	687833.0439	221.488	G10
397	9242291.872	687833.1337	221.827	G11
398	9242291.768	687833.5199	221.824	G12
399	9242291.751	687833.6	222.167	G13
400	9242291.609	687833.9958	222.169	G14
401	9242291.597	687834.0392	222.532	G15
402	9242291.481	687834.4681	222.531	G16
403	9242291.47	687834.5266	222.887	G17

404	9242291.375	687834.996	222.888	G18
405	9242291.368	687835.0526	223.236	G19
406	9242291.276	687835.4713	223.236	G20
407	9242296.605	687831.9505	220.115	G1
408	9242296.522	687832.2816	220.115	G2
409	9242296.498	687832.3911	220.446	G3
410	9242296.396	687832.7949	220.446	G4
411	9242296.385	687832.835	220.816	G5
412	9242296.311	687833.2298	220.808	G6
413	9242296.279	687833.3392	221.162	G7
414	9242296.145	687833.7609	221.162	G8
415	9242296.138	687833.7796	221.482	G9
416	9242296.018	687834.1742	221.488	G10
417	9242295.984	687834.2578	221.827	G11
418	9242295.893	687834.655	221.824	G12
419	9242295.87	687834.7241	222.167	G13
420	9242295.758	687835.1323	222.169	G14
421	9242295.741	687835.1795	222.532	G15
422	9242295.606	687835.5929	222.531	G16
423	9242295.583	687835.6591	222.887	G17
424	9242295.439	687836.114	222.888	G18
425	9242295.41	687836.2007	223.236	G19
426	9242295.243	687836.6431	223.236	G20
427	9242307.969	687835.4147	220.115	G1
428	9242307.829	687835.7584	220.115	G2
429	9242307.799	687835.8757	220.446	G3
430	9242307.674	687836.2599	220.446	G4
431	9242307.661	687836.3191	220.816	G5
432	9242307.555	687836.6927	220.808	G6
433	9242307.523	687836.8233	221.162	G7
434	9242307.398	687837.2225	221.162	G8
435	9242307.389	687837.2556	221.482	G9
436	9242307.285	687837.6442	221.488	G10
437	9242307.267	687837.7418	221.827	G11
438	9242307.154	687838.1174	221.824	G12
439	9242307.136	687838.1922	222.167	G13
440	9242307.012	687838.5955	222.169	G14
441	9242306.99	687838.6402	222.532	G15
442	9242306.833	687839.0583	222.531	G16
443	9242306.817	687839.1109	222.887	G17
444	9242306.724	687839.5814	222.888	G18
445	9242306.714	687839.6369	223.236	G19
446	9242306.57	687840.1099	223.236	G20
447	9242338.923	687738.2738	220.444	G15
448	9242325.094	687734.2297	220.444	G15
449	9242321.162	687733.0397	220.444	G15
450	9242307.362	687728.9132	220.444	G15
451	9242321.317	687732.5505	220.82	G16
452	9242307.522	687728.4297	220.82	G16
453	9242325.244	687733.7391	220.82	G16
454	9242339.077	687737.7913	220.82	G16
455	9242320.22	687736.3472	217.427	TRI
456	9242337.997	687741.6033	217.385	TRI
457	9242286.433	687700.4618	216.774	TK
458	9242306.642	687840.1594	219.792	TRI
459	9242291.298	687835.4979	219.905	TRI

Fuente: Elaboración propia

3.7.2 Estudio de mecánica de suelos

Para el estudio de mecánica de suelo se usó uno realizado en la localidad de Oyotún en el año 2018, primero se evaluó si el estudio cumplía con los requisitos mínimos establecidos en la Norma E.050-Suelos y cimentaciones.

3.7.2.1 Descripción del Estudio de Mecánica de suelos

3.7.2.1.1 Datos del estudio

El estudio se realizó en el proyecto titulado "Ampliación y mejoramiento del servicio de educación primaria en la I.E. José Abelardo quiñones Gonzales de la localidad de Oyotún, distrito de Oyotún, provincia de Chiclayo, región Lambayeque", el cual tenía la finalidad de conocer y establecer con claridad las características del suelo para las estructuras civiles proyectadas, las cuales son pabellón de aulas ambientes administrativos, servicios higiénicos, cerco perimétrico y otras adicionales

El proyecto tuvo como localización la localidad de Oyotún, distrito de Oyotún, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque, y se realizó en febrero del 2018.

El ingeniero encargado del estudio de mecánica de suelos fue el Ingeniero Civil José Feliz Tello Altamirano con CIP N°88520

El área del proyecto realizado se encuentra limitado por las siguientes coordenadas:

Tabla 19: Coordenadas área del Proyecto Evaluado

Punto	Lado	Distancia	WGS-84	
A	AB	190.87	691743.63 E	9244340.45 S
B	BC	162.92	691806.87 E	9244573.52 S
C	CD	206.30	691951.65 E	9244534.24 S
D	DA	163.37	691888.96 E	9244301.33 S

Fuente: Elaboración propia

En el siguiente croquis se muestra la ubicación de las calicatas en coordenadas WGS-98 y la cercanía con el área del proyecto de investigación (Estadio Municipal), con el fin de establecer la proximidad de las muestras extraídas.

Ilustración 10:Plano de ubicación calicatas y catastro de la zona

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 20:Coordenadas del área del proyecto de investigación

	AREA DEL PROYECTO DE INVESTIGACION			
Punto	**Lado**	**Distancia**	**WGS-84**	
A	AB	241.51	691743.63 E	9244340.45 S
B	BC	150.01	691806.87 E	9244573.52 S
C	CD	241.21	691951.65 E	9244534.24 S
D	DA	150.30	691888.96 E	9244301.33 S

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 21: Coordenadas calicatas y cercanía al estadio municipal

Punto	**WGS-84**		**Distancia a centro del área del proyecto de investigación**
CALICATA 1	691892.65 E	9244610.91 S	179.11 m
CALICATA 2	691842.89 E	9244636.51 S	199.07 m
CALICATA 3	691900.52 E	9244673.99 S	242.29 m

Fuente: Elaboración propia.

3.7.2.1.2 Puntos de exploración

Se realizó 3 puntos de exploración: C1-AULAS, C2-ADMINISTRACION, C3-AULAS; teniendo las siguientes dimensiones: 1.20m. De largo x 1.20m. De ancho x 3.00m, en los cuales se extrajo 2 muestras por cada punto

- Las Muestras 1, las cuales fueron extraídas entre la profundidad de 0.00m – 0.50 m, a partir del nivel del terreno natural, estas son muestras alteradas del tipo Mab y se extrajo en cantidades suficientes para los ensayos pertinentes en el laboratorio.
- Las Muestras 2, su profundidad de extracción fue de 0.50m – 3.00m, a partir del nivel del terreno natural, estas muestras son inalteradas del tipo Mit, para ensayos de propiedades mecánicas con la finalidad de realizar el diseño de la estructura civil.

3.7.2.1.3 Ensayos realizados

ENSAYOS ESTANDARD

- ✓ Análisis granulométrico ..... ASTM – D422
- ✓ Límite Líquido ..... ASTM – D423
- ✓ Límite Plástico ..... ASTM – D424
- ✓ Contenido de Humedad ..... ASTM – D2216

ENSAYOS ESPECIALES

- ✓ Sales Solubles Totales ..... ASTM – D1889
- ✓ Corte Directo ..... ASTM – D3080
- ✓ Clasificación Unificada de Suelos (SUCS)……ASTM – D2487

3.7.2.1.4 Resultado de los ensayos

La clasificación SUCS de los 3 sondajes determinó que el suelo de la zona estudiada es Arcillas inorgánicas de mediana plasticidad, de consistencia media y características cohesivas.

El peso específico varía entre los valores 1.542-1.543 gr/cm3

El valor de la cohesión varía entre 0.35-0.36 kg/cm2

El ángulo de fricción interna varia de 12.4° - 12.63°

Como se observa en los resultados de las muestras analizadas tienden a ser similares al igual que su perfil estratigráfico, esto demuestra que tenemos un perfil de suelo bastante uniforme en la zona.

Tabla 22: Resultado de los ensayos en Calicatas C1, C2 y C2

CALICATA	C1 – M1	C1 – M2	C2 – M1	C2 – M2	C3 – M1	C3 – M2
PROF.(m))	0.00–0.50	0.50–3.00	0.00–0.50	0.50–3.00	0.00–0.50	0.50–3.00
• LL (%)	45.81%	39.75%	47.27%	38.07%	45.94%	39.96%
• LP (%)	21.15%	21.30%	21.90%	22.18%	21.98%	20.70%
• IP (%)	24.66%	18.45%	25.36%	15.90%	23.96%	19.26%
• γ (Ton/m^3)	-----	1.542	-----	1.542	-----	1.543
• % Wn	15.79%	13.38%	16.78%	14.82%	16.19%	15.04%
• % Wsat	-----	31.25%	-----	31.31%	-----	31.27%
• ϕ	-----	12.5	-----	12.4	-----	12.63
• C (Ton/m^2)	-----	0.36	-----	0.35	-----	0.36
• CLASIF. **SUCS**	CL	CL	CL	CL	CL	CL

Fuente: Elaboración propia.

Donde:

LL: *Límite Líquido*

LP: *Límite Plástico*

IP: *Índice Plástico*

$\%W$: *Contenido de Humedad*

γ : *Densidad del suelo seco*, $Ton/m3$

ϕ : *Angulo de fricción interna del suelo*

C: *Cohesión del suelo*, $Ton/m2$

3.7.2.1.5 Perfiles estratigráficos

El perfil de estratigráfico se presenta en los Anexos 7,8 y 9, y según los estudios realizados se podrían describir de la siguiente manera:

CALICATA C – 1 PABELLON AULAS

Estrato 1

Profundidad 0.00 – 0.50 m.

Estrato identificado en el sistema SUCS como "CL", Arcilla inorgánica de mediana plasticidad, consistencia media y características cohesivas, de color marrón con manchas negras, con una humedad natural de 15.79%, un contenido de sales de 0.10%.

Identificado en el Sistema AASHTO, como A – 7 – 6(0).

Estrato 2

Profundidad 0.50 – 3.00 m.

Estrato identificado en el sistema SUCS como "CL", Arcilla inorgánica de mediana plasticidad, consistencia media y características cohesivas, de color marrón claro, con una humedad natural de 13.38%, un contenido de sales de 0.10% y una densidad seca de 1.542Ton/m3.

EL N.F No Se Ubicó Identificado en el Sistema AASHTO, como A – 6 – (0).

CALICATA C – 2 ADMINISTRACION

Estrato 1

Profundidad 0.00 – 0.50 m.

Estrato identificado en el sistema SUCS como "CL", Arcilla inorgánica de mediana plasticidad, consistencia media y características cohesivas, de color marrón con manchas negras, con una humedad natural de 16.78%, un contenido de sales de 0.11%. Identificado en el Sistema AASHTO, como A – 7 – 6(0).

Estrato 2

Profundidad 0.50 – 3.00 m.

Estrato identificado en el sistema SUCS como "CL", Arcilla inorgánica de mediana plasticidad, consistencia media y características cohesivas, de color marrón claro, con una humedad natural de 14.82%, un contenido de sales de 0.10% y una densidad seca de 1.542Ton/m3.

EL N.F No Se Ubicó Identificado en el Sistema AASHTO, como A – 6 – (0).

CALICATA C – 3 PABELLON AULAS

Estrato 1

Profundidad 0.00 – 0.50 m.

Estrato identificado en el sistema SUCS como "CL", Arcilla inorgánica de mediana plasticidad, consistencia media y características cohesivas, de color marrón con manchas negras, con una humedad natural de 16.19%, un contenido de sales de 0.11%.

Identificado en el Sistema AASHTO, como A – 7 – 6(0).

Estrato 2

Profundidad 0.50 – 3.00 m.

Estrato identificado en el sistema SUCS como "CL", Arcilla inorgánica de mediana plasticidad, consistencia media y características cohesivas, de color marrón claro, con una humedad natural de 15.04%, un contenido de sales de 0.10% y una densidad seca de 1.543Ton/m3. EL N.F No Se Ubicó Identificado en el Sistema AASHTO, como A – 6 – (0).

3.7.2.1.6 Asentamiento diferencial

Se adjuntó al estudio de mecánica de suelos, el asentamiento diferencial el cual fue hallado mediante la teoría de la elasticidad.

Según [58], para una arcilla media se puede estimar su módulo de elasticidad un valor de 20 MN/m2, siendo 2039.4 ton/m2.

Se procedió a hallar el desplazamiento suponiendo que este será causado por una zapata aislada y una zapata combinada separadas a 3.00 m.

Se usó la siguiente fórmula que está estipulada para hallar un asentamiento de una carga puntual en la superficie de un espacio elástico, homogéneo e isotrópico.

$$\boldsymbol{St = p * B * \frac{(1 - u^2)}{E} * IF}$$

Donde:

St: Asentamiento.

p: presión de trabajo

B: Ancho de la cimentación.

U: Relación de Poisson.

E: Módulo de elasticidad.

IF: Factor de forma.

Para zapata aislada:

$$\boldsymbol{St1 = 7.6\ \frac{ton}{m2} * 1.20m * \frac{(1 - 0.3^2)}{2039.4\ ton/m2} * 210\ cm/m}$$

$$\boldsymbol{St = 0.855\ cm = 8.55\ mm}$$

Para zapata combinada:

$$\boldsymbol{St2 = 7.6\ \frac{ton}{m2} * 1.20m * \frac{(1 - 0.3^2)}{2039.4\ ton/m2} * 82\ cm/m}$$

$$\boldsymbol{St = 0.334\ cm = 3.34\ mm}$$

Se verificó lo estipulado en la Norma E.050 Suelos y cimentaciones [24], en donde se refiere a las limitaciones de distorsión angular para edificios convencionales, la cual es 1/150.

Distorsión angular en la estructura:

$$\alpha = \frac{(\boldsymbol{St}1 - \boldsymbol{St2})}{L} < \alpha_{máx}$$

$$\alpha = \frac{(0.855 - 0.334)}{300} < 0.007$$

$$\alpha = 0.002 < 0.007$$

SI CUMPLE CON REGLAMENTACIÓN

3.7.2.1.7 Parámetros a utilizar para el trabajo de investigación

a. Características del suelo

$$\gamma : \ Densidad\ del\ suelo\ seco: \quad 1.542\ \ gr/cm3$$

$$\phi : \ Angulo\ de\ fricción\ interna\ del\ suelo : \quad 12.4°$$

$$C: \quad Cohesión\ del\ suelo\ : 0.35kg/cm2$$

b. Factores sísmicos

- ✓ Factor de zona (Z): 0.45
- ✓ Factor de uso (U): 1.5
- ✓ Factor de suelo (S): 1.1
- ✓ Período de vibración del suelo (Tp): 1.0

c. Profundidad de desplante

La profundidad de desplante recomendada para la cimentación de zapatas aislado y/o combinadas es de 1.20 m.

d. Capacidad portante

La capacidad portante se tomará la menor de las obtenidas en las 3 calicatas realizadas:

Tabla 23: Capacidad Portante según calicatas realizadas,

CALICATA	PROFUNDIDAD	ANCHO CIMENTACION	CIMENTACION CONTINUA	CIMENTACION AISLADA
	Df. (m)	B (m)		
C – 1	1.20	1.50	0.78	0.96
C – 2	1.20	1.50	0.79	0.93
C – 3	1.20	1.50	0.76	0.99

Fuente: Elaboración propia.

Para cimentación continua: 0.76 kg/cm2

Para cimentación aislada 0.93 kg/cm2

3.7.2.2 Evaluación del Estudio de Mecánica de suelos

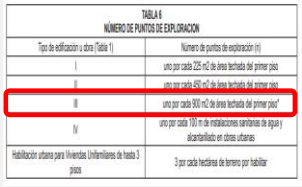
Para la validación, se evaluó el estudio previamente presentado con el fin de establecer si se había seguido los lineamientos de la Norma E.050: Suelos y cimentaciones [24].

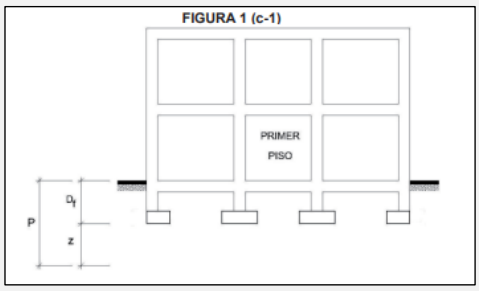
Se elaboró un cuadro comparativo en el cual indica lo estipulado por la norma en cada capítulo concerniente a un estudio de mecánica de suelos con fines de construcción de una edificación y lo que refleja este en su ejecución.

Dando como resultado que el estudio de mecánica de suelos presentado cumple con todo lo estipulado en la norma concerniente a cimentaciones de edificaciones, hubo algunos factores los cuales no se encuentran en este estudio, sin embargo, para el proyecto que se realizará en esta investigación no son datos necesarios (Coeficientes del suelo)

Tabla 24: Revisión del estudio de mecánica de suelos según Norma E.050

<table>
<tr><th colspan="3">NORMA E.050</th><th colspan="2">EMS EVALADO</th><th></th></tr>
<tr><td>14.2.2 Perforaciones manuales y mecanicas :</td><td colspan="2">PROFUNDIDAD MAXIMA PERMITIDA: 10 m</td><td colspan="2">PROFUNDIDAD DE LAS PERFORACIONES HECHAS: 3.00m</td><td>✔</td></tr>
<tr><td colspan="5">
TABLA 3
APLICACIÓN Y LIMITACIONES DE LOS ENSAYOS
<table>
<tr><th rowspan="2">Ensayos In Situ</th><th rowspan="2">Norma Aplicable</th><th colspan="3">Permitida</th><th colspan="2">No Permitida</th></tr>
<tr><th>Técnica de Exploración</th><th>Tipo de Suelo(1)</th><th>Parámetro a obtener(2)</th><th>Técnica de Exploración</th><th>Tipo de Suelo(1)</th></tr>
<tr><td>SPT</td><td>NTP 339.133</td><td>Perforación</td><td>Todos excepto gravas</td><td>N</td><td>Calicata</td><td>Gravas</td></tr>
<tr><td>CPT</td><td>NTP 339.148</td><td>Auscultación</td><td>Todos excepto gravas</td><td>qc, fc</td><td>Calicata</td><td>Gravas</td></tr>
<tr><td>DPSH</td><td>UNE 103 801:1994</td><td>Auscultación</td><td>Todos excepto gravas</td><td>N20</td><td>Calicata</td><td>Gravas</td></tr>
<tr><td>CTP</td><td>ANEXO III</td><td>Auscultación</td><td>Todos excepto gravas</td><td>Cn</td><td>Calicata</td><td>Gravas</td></tr>
<tr><td>DPL</td><td>NTP 339.159</td><td>Auscultación</td><td>SP, SW, SM (con limos no plásticos)</td><td>n</td><td>Calicata</td><td>Lo restante</td></tr>
<tr><td>Veleta de Campo(3)</td><td>NTP 339.155</td><td>Perforación/ Calicata</td><td>CL, ML, CH, MH. Para todos los casos con IP > 0 y saturados</td><td>Cu, St</td><td>—</td><td>Lo restante</td></tr>
<tr><td>Prueba de carga</td><td>NTP 339.153</td><td>—</td><td>Rocas blandas y todo tipo de suelo excepto gravas</td><td>Asentamiento vs. Presión</td><td>—</td><td>Gravas</td></tr>
</table>
</td><td colspan="2">Suelo analizado :

Arcillas</td><td>✔</td></tr>
<tr><td></td><td colspan="2">CONDICION DE FRONTERA</td><td colspan="2">no necesario</td><td>✔</td></tr>
<tr><td></td><td colspan="2">NUMEROS DE PUNTOS DE EXPLORACION
TABLA 1
TIPO DE EDIFICACIÓN U OBRA PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN (TABLA 6)
<table>
<tr><th rowspan="2">DESCRIPCIÓN</th><th rowspan="2">DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS • (m)</th><th colspan="4">NÚMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos)</th></tr>
<tr><th>≤ 3</th><th>4 a 8</th><th>9 a 12</th><th>> 12</th></tr>
<tr><td>APORTICADA DE ACERO</td><td>< 12</td><td>III</td><td>III</td><td>III</td><td>II</td></tr>
<tr><td>PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO</td><td>< 10</td><td>III</td><td>III</td><td>II</td><td>I</td></tr>
<tr><td>MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA</td><td>< 12</td><td>II</td><td>I</td><td>—</td><td>—</td></tr>
<tr><td>BASES DE MÁQUINAS Y SIMILARES</td><td>Cualquiera</td><td>I</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td></tr>
<tr><td>ESTRUCTURAS ESPECIALES</td><td>Cualquiera</td><td>I</td><td>I</td><td>I</td><td>I</td></tr>
<tr><td>OTRAS ESTRUCTURAS</td><td>Cualquiera</td><td>II</td><td>I</td><td>I</td><td>I</td></tr>
<tr><td colspan="6">• Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior.</td></tr>
<tr><td colspan="2">TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES</td><td colspan="2">≤ 9 m de altura
II</td><td colspan="2">> 9 m de altura
I</td></tr>
<tr><td colspan="2">PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA</td><td colspan="4">III</td></tr>
<tr><td colspan="2">INSTALACIONES SANITARIAS DE AGUA Y ALCANTARILLADO EN OBRAS URBANAS.</td><td colspan="4">IV</td></tr>
</table>
</td><td colspan="2">

Tipo III --> minimo 3
.</td><td>✔</td></tr>
</table>

<table>
<tr><td rowspan="4">Articulo 15.- PROGRAMA DE EXPLORACION DE CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO</td><td colspan="3">.
PROFUNDIDAD MINIMA A ALCANZAR EN CADA PUNTO DE EXPLORACION
 
</td><td>Cimentación propuesta por el PR: ZAPATAS CONECTADAS
.
Df: 1.2 m; B: 1.2 m; z=1.5*1.2=1.8m; p= 1.2+1.8= 3.00 m
.
Lo mínimo es 3 m.
La profundidad de investigación en el EMS fue de 3.00 m.</td><td>✔</td></tr>
<tr><td colspan="3">DISTRIBUCION DE LOS PUNTOS DE EXPLORACION</td><td>Tiene Anexado el plano de ubicación de las calicatas realizadas</td><td>✔</td></tr>
<tr><td colspan="3">NUMERO Y TIPO DE MUESTRAS A EXTRAER</td><td>Numero de muestras: 6
3 Mab y 3Mit</td><td>✔</td></tr>
<tr><td colspan="3">ENSAYOS A REALIZAR "IN SITU" Y EN LABORATORIO</td><td>Análisis granulométrico. ASTM – D422
Límite Líquido ASTM – D423
Límite Plástico ASTM – D424
Contenido de Humedad ASTM – D2216
Sales Solubles Totales ASTM – D1889
Corte Directo ASTM – D3080
Clasificación Unificada de Suelos (SUCS) ASTM – D2487</td><td>✔</td></tr>
<tr><td rowspan="7"></td><td rowspan="7"></td><td rowspan="7">Resumen de las condiciones de cimentacion</td><td colspan="2">Tipo de cimentacion</td><td>Superficial</td><td>✔</td></tr>
<tr><td colspan="2">Estrato de apoyo de la cimentacion</td><td>CL - a 1.20 m</td><td>✔</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Parametros de diseño para la cimentacion</td><td>Profundidad de cimentacion</td><td>1.20 m</td><td>✔</td></tr>
<tr><td>Presion admisible</td><td>0.76 kgf/cm2</td><td>✔</td></tr>
<tr><td>Factor de seguridad por corte</td><td>Factor de seguridad frente a una falla por corte (articulo 16) = 3 para cargas estáticas.</td><td>✔</td></tr>
<tr><td>Asentamiento diferencial</td><td>8.55 mm</td><td>✔</td></tr>
<tr><td colspan="2">Agresividad del suelo a la cimentacion</td><td>.
Exposicion a sulfatos Insignificante
TABLA 4.4
REQUISITOS PARA CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES DE SULFATOS
<table><tr><th>Exposición a sulfatos</th><th>Sulfato soluble en agua (SO_4) presente en el suelo, porcentaje en peso</th><th>Sulfato (SO_4) en el agua, ppm</th><th>Tipo de Cemento</th><th>Relación máxima agua - material cementante (en peso) para concretos de peso normal*</th><th>$f'c$ mínimo (MPa) para concretos de peso normal y ligero*</th></tr><tr><td>Insignificante</td><td>$0,0 \le SO_4 < 0,1$</td><td>$0 \le SO_4 < 150$</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td></tr><tr><td>Moderada**</td><td>$0,1 \le SO_4 < 0,2$</td><td>$150 \le SO_4 < 1500$</td><td>II, IP(MS), IS(MS), P(MS), I(PM)(MS), I(SM)(MS)</td><td>0,50</td><td>28</td></tr><tr><td>Severa</td><td>$0,2 \le SO_4 < 2,0$</td><td>$1500 \le SO_4 < 10000$</td><td>V</td><td>0,45</td><td>31</td></tr><tr><td>Muy severa</td><td>$2,0 < SO_4$</td><td>$10000 < SO_4$</td><td>Tipo V más puzolana***</td><td>0,45</td><td>31</td></tr></table></td><td>✔</td></tr>
<tr><td colspan="3">Recomendaciones adicionales</td><td>✔</td></tr>
</table>

Articulo 16._ INFORME DEL EMS	**16.2 Memoria descriptiva**	**Informacion previa**		✔
		Exploracion de campo		✔
		Ensayos de Laboratorio		✔
		Perfil de suelo		✔
		Nivel de napa freatica	No se encontro NP hasta la profundidad de 3m	✔
		Analisis de la cimentacion	Memoria de calculo	✔
			Profundidad de cimentacion (Df)	1.20 m	✔
			Calculo de la carga por rotura		✔
			Calculo de factor de seguridad	3	✔
			Estimacion de asentamientos	8.55 mm	✔
			Presion admisible del terreno	0.76 kgf/cm2	✔
			Otros parametros		✔
		Efecto del sismo	Zona sismica	Z4 = 0.45	✔
			Tipo de perfil de suelo	S3	✔
			Factor de suelo	1.1	✔
			Periodo TP	1 s	✔
			Periodo TL	1.6 s	✔
		Parametros para el diseño y construccion de obras de sostenimiento	Peso unitario		✔
			Cohesion c		✔
			Angulo de friccion		✔
			Coeficiente activo estatico		x
			Coeficiente en reposo estatico		x
			Coeficiente pasivo estatico		x
			Factor de reduccion del empuje pasivo		x
			coeficiente activo dinamico		x
			coeficiente en reposo dinamico		x
			coeficiente pasivo dinamico		x
			coeficiente de friccion para la cimentacion		x
	16.2 Planos y perfiles de puntos investigados	**Plano de ubicación de los puntos de exploracion**			✔
		Perfil estatigrafico por punto explorado			✔
		Resultados de los ensayos de laboratorio			✔

Fuente: Elaboración propia.

3.7.2.3 Consideraciones adicionales

Para el presente trabajo de investigación se evaluó el área de construcción que presenta el proyecto, dando como resultado.

Tabla 25: Área a edificar.

BLOQUES	***Área en m2***
COCINA	131.40
GIMNASIO	275.00
ADMINISTRACIÓN	240.00
KIOSKO	45.20
SALON DE JUEGOS	297.19
VESTUARIO 1	235.04
VESTUARIO 2	196.06
RESTAURANTE	314.16
TRIBUNAS	1433.60
TOTAL :	3167.64

Fuente: Elaboración propia

Según lo estipulado en la Norma E.050: Suelos y cimentaciones [24], para edificaciones aporticadas con una distancia entre apoyos menores a 10 m y siendo menores a 3 pisos, se clasifica como una edificación tipo III.

Tabla 26: Tabla de tipo de edificación para determinar el número de puntos de exploración

DESCRIPCIÓN	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS • (m)	NÚMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos)			
		≤ 3	4 a 8	9 a 12	> 12
APORTICADA DE ACERO	< 12	III	III	III	II
PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	< 10	III	III	II	I
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA	< 12	II	I	---	---
BASES DE MÁQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	I	---	---	---
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	I	I	I	I
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	II	I	I	I
- Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior.					
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES		≤ 9 m de altura	> 9 m de altura		
		II	I		
PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA		III			
INSTALACIONES SANITARIAS DE AGUA Y ALCANTARILLADO EN OBRAS URBANAS.		IV			

Fuente: Norma de Concreto Armado – Perú, E-050, 2018 [24]

Tabla 27: Número de puntos de exploración

Tipo de edificación u obra (Tabla 1)	Número de puntos de exploración (n)
I	uno por cada 225 m2 de área techada del primer piso
II	uno por cada 450 m2 de área techada del primer piso
III	uno por cada 900 m2 de área techada del primer piso*
IV	uno por cada 100 m de instalaciones sanitarias de agua y alcantarillado en obras urbanas
Habilitación urbana para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada hectárea de terreno por habilitar

Fuente: Norma de Concreto Armado – Perú, E-050, 2018 [24]

El número de exploraciones se determinó de la siguiente manera:

$$\frac{3167.64\ m2}{900\ m2} \approx 4$$

Siendo 4 como mínimo para cumplir con la normativa peruana, las necesarias para llevarse a cabo el proyecto.

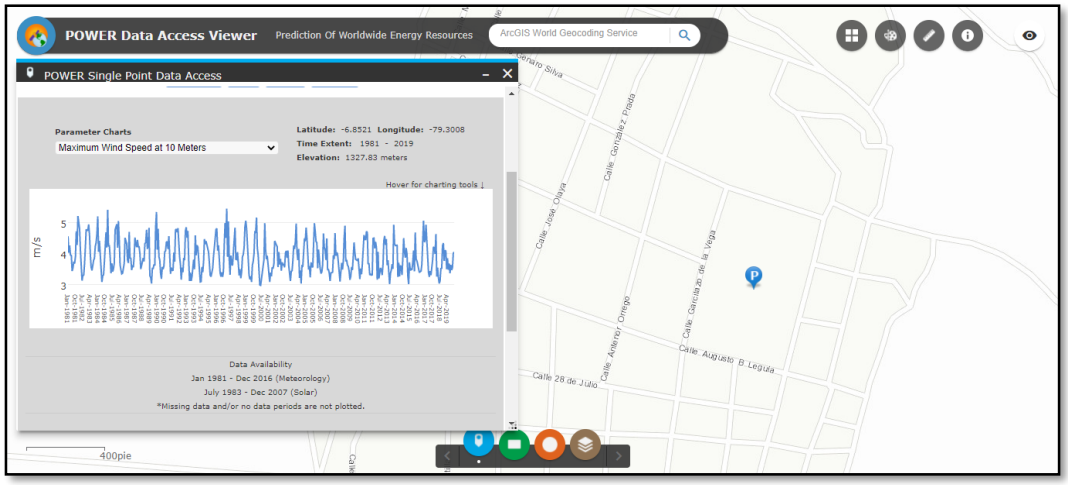
3.7.3 Parámetros del viento

a) Velocidad del viento.

El viento es una fuerza importante al momento de diseñar, ya que genera presiones adicionales a las que tienen la estructura, además en muchos casos como las estructuras metálicas, esta fuerza puede llegar a ser la que prime en el diseño final, es por ello por lo que debemos tenerla en cuenta para las tenso estructuras que vamos a diseñar.

Para determinar la velocidad del viento se ha investigado en la página NASA Prediction of worldwide energy resources, la cual nos brinda información recopilada a lo largo de los años acerca de aspectos tales como el viento o clima, es por ello por lo que ingresamos la coordenada de interés, en este caso la del estadio municipal de Oyotún.

Ilustración 11: Power data Access Viewer - Análisis de velocidad del viento.



Fuente: Elaboración propia.

La página nos brinda un registro historia acerca de la velocidad del viento en la zona, extrajimos los datos de las velocidades promedios anuales del periodo 1981-2019 para una altura de 10m y 50m con el fin de usarlas en el diseño de las tenso estructuras, obteniendo:

Tabla 28: Velocidad máxima del viento.

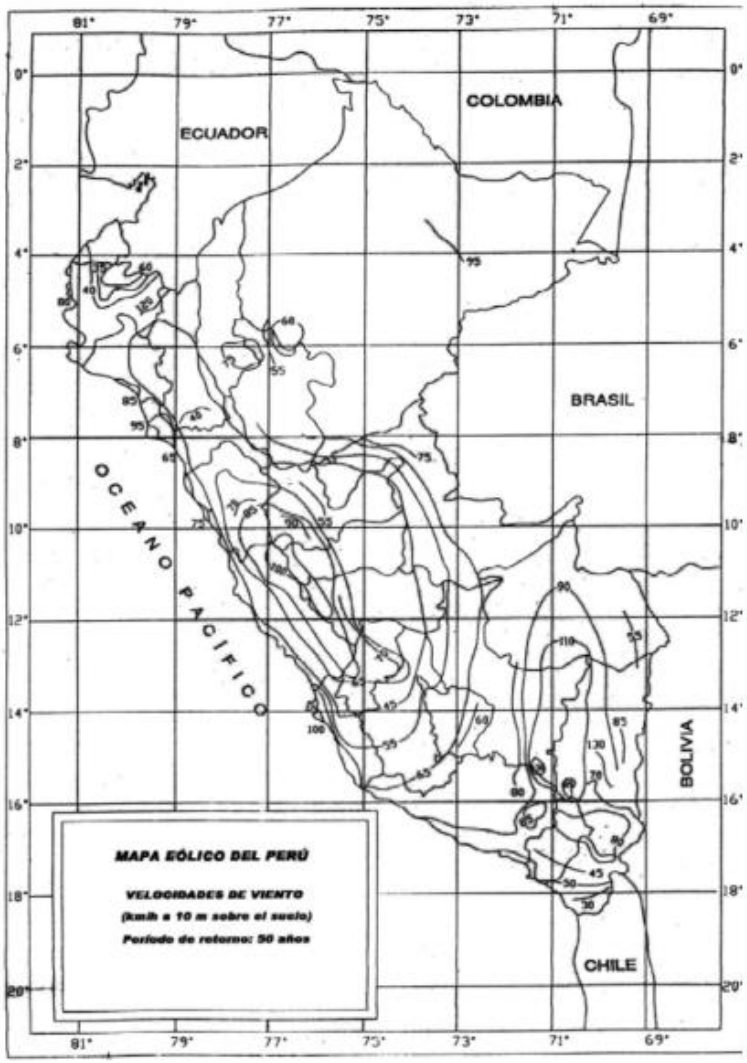
Dates : 01/01/1981 through 12/31/2019
Location: Latitude -6.8521 Longitude -79.3008

Altura	Velocidad máxima	Velocidad máxima
10 m	5.45 m/s	19.62 km/h
50 m	4.87 m/s	17.53 km/h

Fuente: Elaboración propia.

Estos Valores difieren a los mostrados en la Norma E.020, es por ellos que se optó por tomar el máximo valor entre ambos datos extraídos, según la citada norma, para Oyotún, se indica un valor de velocidad del viento de 45 km/h, el cual supera al obtenido por los datos de la página de la NASA, es por ello por lo que se usó este valor para el diseño.

Ilustración 12: Mapa eólico del Perú



Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente – Perú, E-030, 2018 [23]

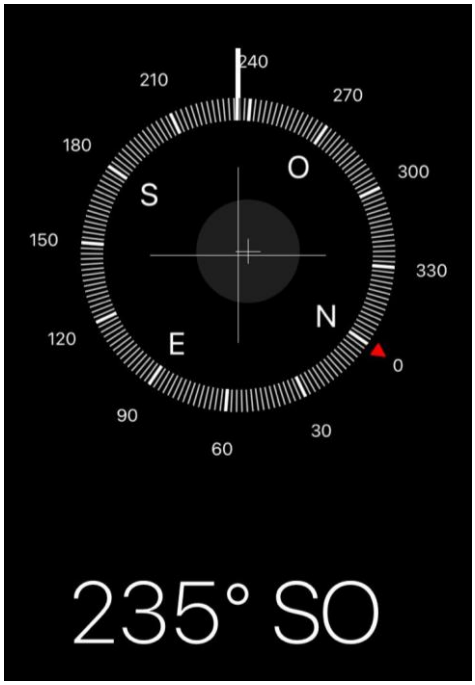
b) <u>Dirección del viento.</u>

Se determinó la dirección del viento, mediante una inspección en la zona y agenciados de una brújula.

Ilustración 13: análisis de la dirección del viento.

Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 14: Dirección del viento medida por brújula.



Fuente: Elaboración propia.

La dirección del viento resultó ser 235° SO, y es la cual se usó para el diseño de las estructuras propuestas.

3.7.4 Análisis sismorresistente

Para el análisis sismorresistente de edificaciones del bloque de gimnasio, se siguió el procedimiento estipulado en la Norma E.030 Diseño sismorresistente [23]:

Los parámetros sísmicos de las edificaciones a evaluar serán:

Tabla 29: Los parámetros sísmicos de la edificación.

Zona :	Zona 4
Suelo :	S3
U :	C) Edificaciones Comunes
N° de Pisos :	1
Altura :	4.25m
Material :	CONCRETO ARMADO

Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente se adoptó los valores para el diseño sismoresistente según los parámetros de nuestras edificaciones.

Tabla 30: Parámetros de la Norma E.030.

1.1 Zonificacón (Z) :

Tabla Nº1 ZONA "Z"	
ZONA	**Z**
Zona 1	0.10
Zona 2	0.25
Zona 3	0.35
Zona 4	0.45

1.2 Condiciones Geotécnicas - Perfiles de Suelo (S) :

Tabla Nº2 TIPO DE SUELO "S"	
S_0	ROCA DURA
S_1	ROCA O SUELOS MUY RIGIDOS
S_2	SUELOS INTERMEDIOS
S_3	SUELOS BLANDOS
S_4	CONDICIONES EXCEPCIONALES

1.3 Parámetros de Sitios (S,TP yTL) :

Tabla Nº 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO / ZONA	S0	S1	S2	S3
ZONA 4	0.80	1.00	1.05	1.10
ZONA 3	0.80	1.00	1.15	1.20
ZONA 2	0.80	1.00	1.20	1.40
ZONA 1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla Nº 4 PERIODOS "TP" Y "TL"				
	Perfil de Suelo			
	S0	S1	S2	S3
TP (S)	0.30	0.40	0.60	1.00
TL (S)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente – Perú, E-030, 2018 [23].

Para determinar el periodo fundamental de vibración de la estructura se divide la altura de la edificación entre CT, que es un coeficiente que de la estructura.

Tabla 31: Periodo Fundamental de Bloque A.

1.4 Periodo Fundamental de Vibración (T) :		
✓	a) Porticos de concreto armado sin muros b) Porticos ductiles de acero con uniones resistentes a momentos,sin arriostramiento	CT = 35
X	a) Porticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras b) Porticos de acero arriostrados	CT = 45
X	Para edificios de albañileria y para todos los edificos de concreto armado duales,de muros estructurales y ductibilidad limitada	CT = 60

Altura de la edificación	hn	4.25m
Coef. Dual	CT	35
Periodo Fund. Vibración	**T**	0.121

Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente – Perú, E-030, 2018 [23]

Se procede a hallar el factor de amplificación sísmica el cual depende del periodo fundamental de vibración T y de TP, se evalúa:

$$T < Tp \rightarrow C = 2.50$$

El factor de uso depende de la categoría de la edificación:

Tabla 32: Parámetros sísmicos del Bloque A.

1.6 Categoria de las Edificaciones y Factor de Uso (U) :

Tabla Nº 5 Categoria de las Edificaciones y	
Categoría	**U**
A) Edificaciones Esenciales	1.50
B) Edifiaciones Importantes	1.3
C) Edificaciones Comunes	1
D) Edificaciones Temporales	ver NTP

1.7 Categoria y Sistema Estructural según la zona donde se encuentre

Tabla Nº 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES			
Sistema Estructural	**Coeficiente Basico de Reduccion Ro (*)**		
		EJE X	**EJE Y**
Concreto Armado:			
Pórticos	8	✓	✓
Dual	7	X	X
De muros estructurales	6	X	X

Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente – Perú, E-030, 2018 [23]

Obtenido los parámetros se realizó el análisis sísmico estático, en el cual la fuerza cortante viene dada por:

$$V = \frac{Z.U.C.S.}{R} * P$$

$$V = \frac{0.45 * 1.00 * 1.10 * 2.50}{8.00} * P$$

$$V = 0.1547 * P$$

En el análisis dinámico sismorresistente se usó la herramienta SAP 2000 para determinar la cortante final y se verificó que estas fuerzas actuantes sean al menos el 80% de las que ocurren al realizar un análisis estático.

Se debe verificar que los modos de vibración tengan al menos un 90% de participación, sino se podría considerar que el modelado es deficiente.

Tabla 33: Verificación de la Fuerza cortante mínima.

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
SxE	LinStatic		-25.3907	0	0
SyE	LinStatic		0	-25.3907	0
SxD	LinRespSpec	Max	25.3838	7.6061	0
SyD	LinRespSpec	Max	7.6153	25.3531	0
PESO SISMICO	Combination		0	0	175.3745

VERIFICACION DE LA FUERZA CORTANTE MINIMA Y FACTOR DE AMPLIFICACIÓN

DIRECCION X			DIRECCION Y		
VXE	=	25.390	VYE	=	25.390
0.8*VXE		20.312	0.8*VXE		20.312
VXD	=	25.390	VYD	=	25.390
ESCALA		0.800	ESCALA		0.800
REQUISITO:		CUMPLE			CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

Como se aprecia son valores similares para los sismos en ambas direcciones y esto se debe a varios factores, como que la estructura es totalmente ortogonal y de 1 piso, esto se traduce en una edificación sin irregularidades ni de altura ni en planta, a esto se le suma un modelado correcto en el software.

Las únicas irregulares a verificar seria la torsional, la cual depende de las derivas de la estructura, las cuales para nuestro caso no debe sobrepasar 0.007 (concreto armado).

Tabla 34: Verificación de derivas.

VERIFICACION DE DERIVAS

DIRECCION X 0.007

Piso	Desplazamiento absoluto 1ER ESQUINA	Desplazamiento absoluto 2DA ESQUINA	Desplazamiento absoluto real	Desplazamiento relativo	Desplazamiento relativo Real	altura	deriva	VERIDFICACIÓN CONCRETO
0.000	0.441	0.320	2.644	0.441	2.644	410.00	0.006	CUMPLE

DIRECCION Y 0.007

Piso	Desplazamiento absoluto 1ER ESQUINA	Desplazamiento absoluto 2DA ESQUINA	Desplazamiento absoluto real	Desplazamiento relativo	Desplazamiento relativo Real	altura	deriva	VERIDFICACIÓN CONCRETO
0.000	0.415	0.435	2.612	0.415	2.612	410.00	0.006	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 35: Verificación de irregularidades por altura.

DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE IRREGULARIDAD, Ia, Ip		
1. IRREGULARIDAD POR ALTURA		
	Ia =	1.00
IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ, PISO BLANDO		
DIRECCIÓN X	**Ia =**	1.00
DIRECCIÓN Y	**Ia =**	1.00
IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA, PISO DEBIL		
DIRECCIÓN X	**Ia =**	1.00
DIRECCIÓN Y	**Ia =**	1.00
IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ, PISO BLANDO		
DIRECCIÓN X	**Ia =**	1.00
DIRECCIÓN Y	**Ia =**	1.00
IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA, PISO DEBIL		
DIRECCIÓN X	**Ia =**	1.00
DIRECCIÓN Y	**Ia =**	1.00
IRREGULARIDAD DE MASA O PESO		
	Ia =	1.00
IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL		
DIRECCIÓN X	**Ia =**	1.00
DIRECCIÓN Y	**Ia =**	1.00
DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES		
DIRECCIÓN X	**Ia =**	1.00
DIRECCIÓN Y	**Ia =**	1.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 36: Verificación de irregularidades por altura.

1. IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA	Ip =	1.00

IRREGULARIDAD TORSIONAL Y TORSIONAL EXTREMA

DIRECCION X **Ip =** 1.00

Piso	DESPL-1 ABS	DESPL-2 ABS	Desplazamiento relativo 1	Desplazamiento relativo 2	Desplazamiento Máximo	Desplazamiento Relativo	VERIFICACIÓN 1	VERIFICACIÓN 2
1	0.441	0.320	0.441	0.320	0.441	0.381	CUMPLE	CUMPLE

DIRECCION Y **Ip =** 1.00

Piso	DESPL-1 ABS	DESPL-2 ABS	Desplazamiento relativo 1	Desplazamiento relativo 2	Desplazamiento Máximo	Desplazamiento Relativo	VERIFICACIÓN 1	VERIFICACIÓN 2
1	0.415	0.435	0.415	0.435	0.435	0.425	CUMPLE	CUMPLE

ESQUINAS ENTRANTES	**Ip =**	1.00
DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA	**Ip =**	1.00
SISTEMAS NO PARALELOS	**Ip =**	1.00

Fuente: Elaboración propia.

3.7.4.1 Consideraciones generales para estructuras de concreto armado

En esta investigación las estructuras de concreto armado tendrán las siguientes características:

f'c= 210 kgf/cm2

fy=4200 kgf/cm2

Las combinaciones de carga y factores de reduccion utilizados serán los indicados en la Norma técnica peruana en su apartado E.060.

Combinaciones de carga:

$$U = 1.4\,CM + 1.7\,CV$$

$$U = 1.25\,(CM + CV) \pm C\,Sismo$$

$$U = 0.9\,CM \pm C\,Sismo$$

Factores de reducción de resistencia:

$$En\ el\ diseño\ por\ flexión\ \phi = 0.9;$$

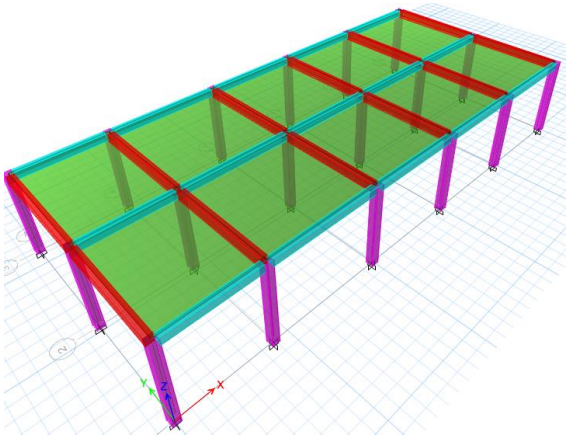
$$En\ el\ diseño\ por\ Cortante\ y\ torsión\ \phi = 0.85$$

$$En\ el\ diseño\ por\ Carga\ axial\ \phi = 0.7$$

3.7.4.2 Estructuración de módulos de concreto armado

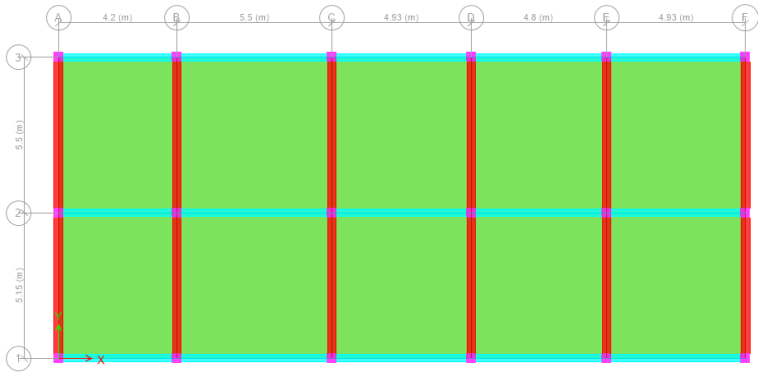
Para la estructuración de los módulos de concreto se procuró seguir los lineamientos estipulados en el libro de Blanco Blasco y en la Norma técnica peruana. En las estructuras propuestas en esta investigación primó: la simplicidad y simetría, ductilidad y resistencia, y uniformidad de elementos estructurales.

Ilustración 15: Estructuración Bloque A - Vista 3D



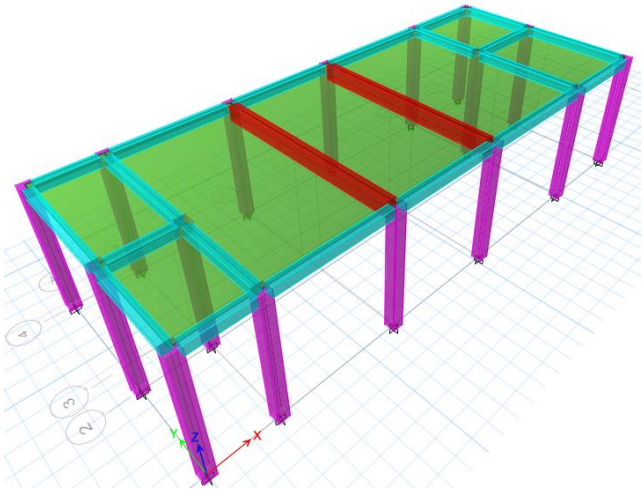
Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 16: Estructuración Bloque A - Vista en planta.



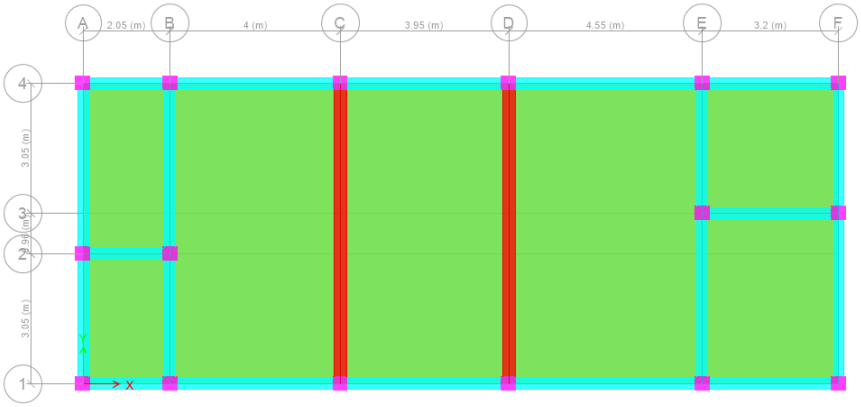
Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 17: Estructuración Bloque B - Vista 3D



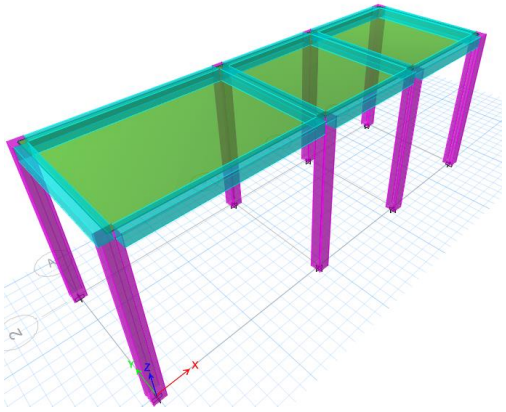
Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 18: Estructuración Bloque B - Vista en planta.



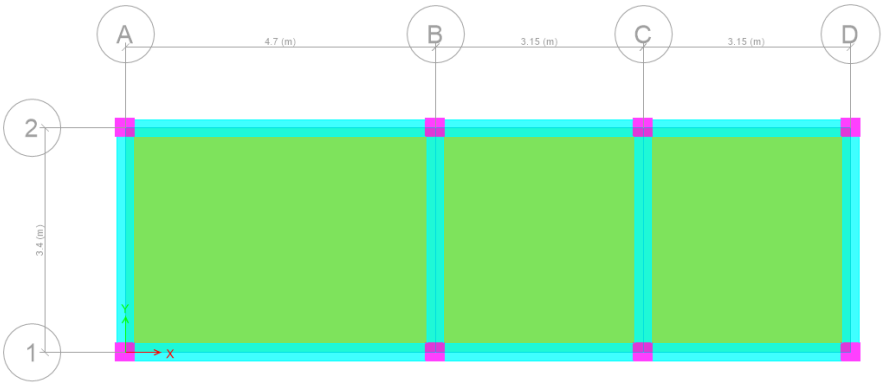
Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 19: Estructuración Bloque C - Vista 3D



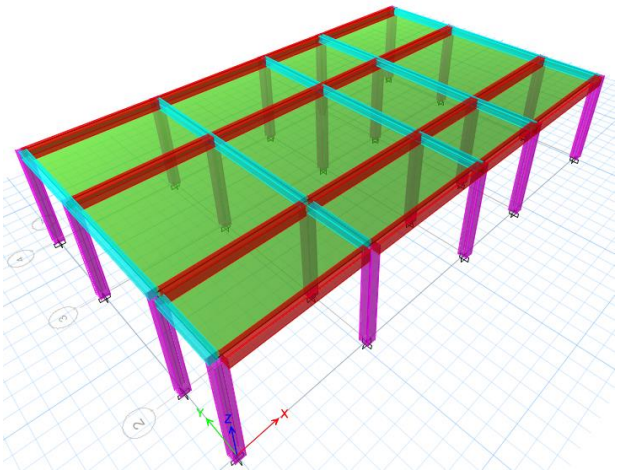
Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 20: Estructuración Bloque C - Vista en planta.



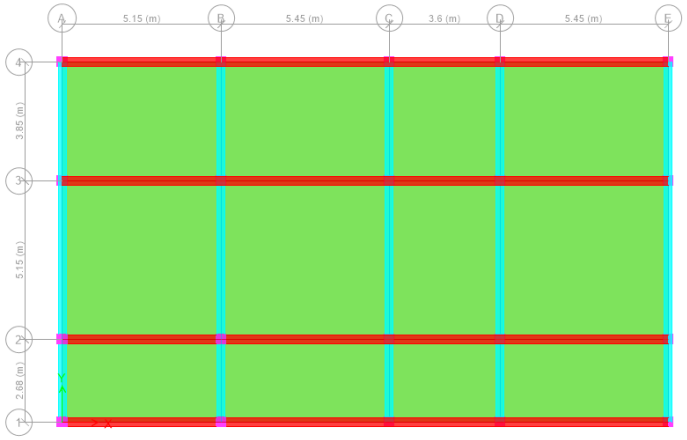
Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 21: Estructuración Bloque D - Vista 3D



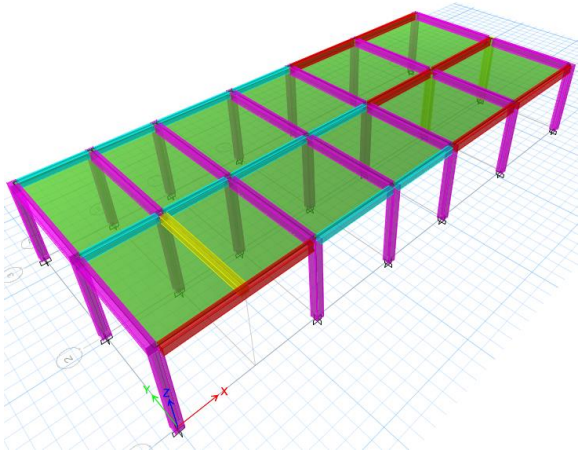
Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 22: Estructuración Bloque D - Vista en planta.



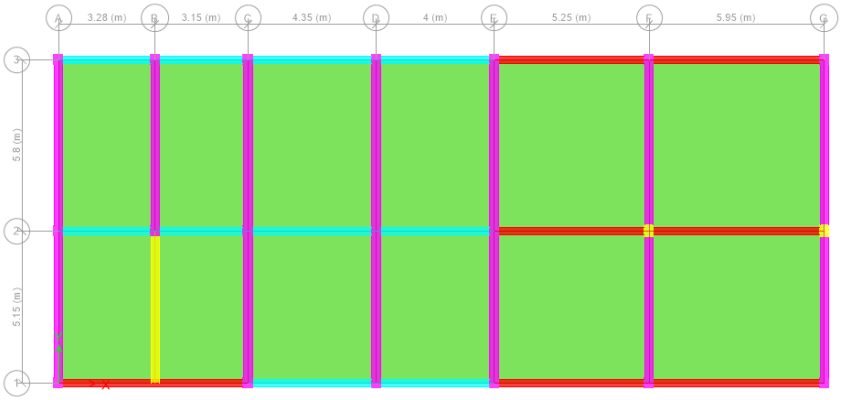
Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 23: Estructuración Bloque E - Vista 3D



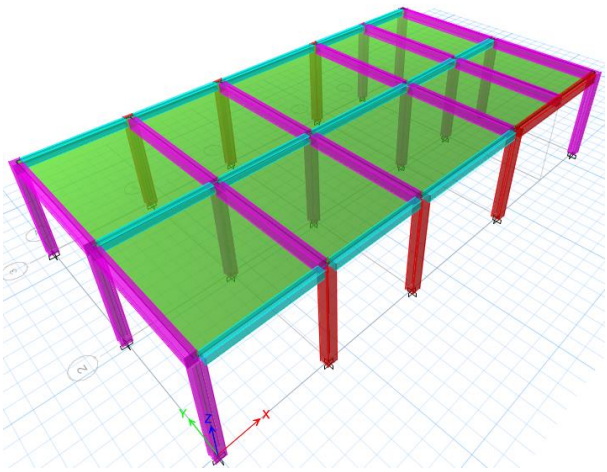
Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 24: Estructuración Bloque E - Vista en planta.



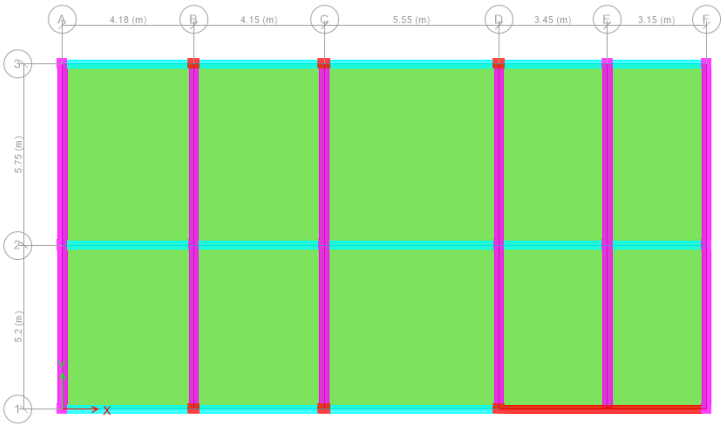
Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 25: Estructuración Bloque F - Vista 3D



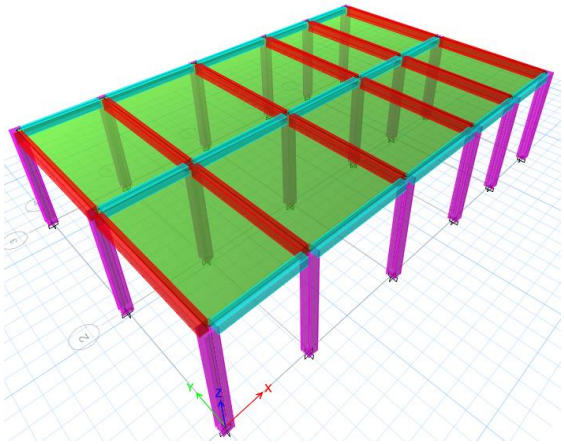
Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 26: Estructuración Bloque F - Vista en planta.



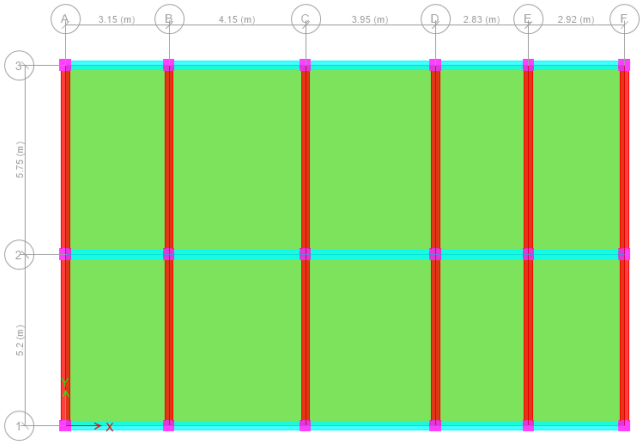
Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 27: Estructuración Bloque G - Vista 3D



Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 28: Estructuración Bloque G - Vista en planta.



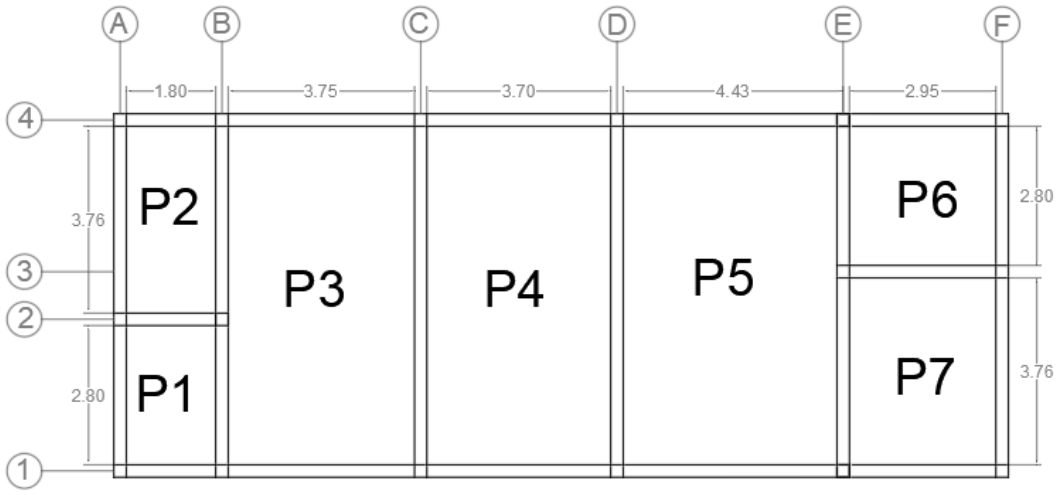
Fuente: Elaboración propia.

3.7.4.3 Predimensionamiento de elementos estructurales

a) Predimensionamiento de vigas

Para el predimensionamiento de la altura de las vigas se usó la ecuación recomendada L/10 o L/12 en que L representa la luz libre de la viga.

Ilustración 29: Vista en planta bloque B



Fuente: Elaboración propia.

Tomando como ejemplo la viga del eje B en sentido vertical, tendríamos dos tramos, cada uno con luz libre de 2.80 m y 3.76 m respectivamente.

Se procede hallar la altura de viga:

$$h1 \geq \frac{2.80\ m}{12} \qquad h2 \geq \frac{3.76\ m}{12}$$

$$h1 \geq 0.23\ m \qquad h2 \geq 0.30\ m$$

Uniformizando la altura de la viga, se eligió, $h\ =\ 0.30\ m$.

Para obtener el predimensionamiento del ancho de la viga, este se trabaja en función del ancho tributario que esta soporta. Para el caso de la viga analizada podemos apreciar que es una viga intermedia que soporta un ancho tributario por ambos lados, se puede considerar:

$$b\ > \frac{B}{20} > 0.25m$$

$Donde$:

$B\ =\ Ancho\ tributario\ (m)$

$$b = base\ de\ viga\ (m)$$

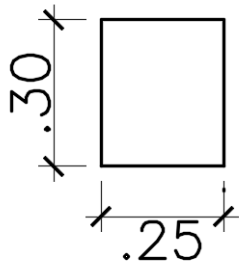
$$b1\ =\ b2\ >\ \frac{\left(\frac{1.80m}{2}\right)+\left(\frac{3.75m}{2}\right)}{20}$$

$$b1\ =\ b2\ >\ 0.14\,m$$

Sin embargo, se toma $b\ =\ 0.25\,m$, ya que este es el ancho mínimo a considerar.

Teniendo la sección de viga final 0.25 m x 0.30 m.

Ilustración 30: Sección transversal Viga

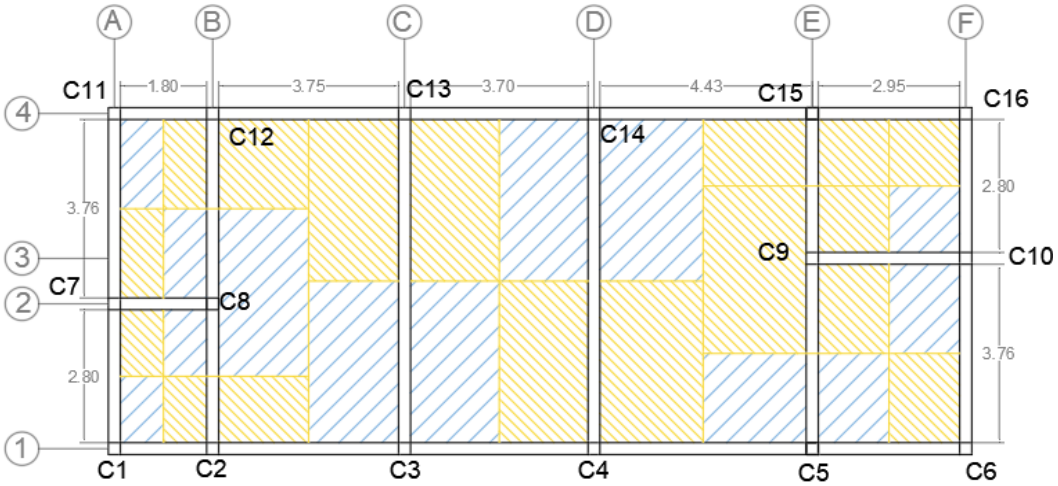


Fuente: Elaboración propia.

b) <u>Predimensionamiento de columnas</u>

Pare el predimensionamiento de las columnas se metró el área tributaria soportada por la columna en mención, esto con el fin de hallar su área y posteriormente sus dimensiones.

Ilustración 31: Áreas tributarias para vigas en Bloque B.



Fuente: Elaboración propia.

Tomando como ejemplo la columna C3 el área tributaria soportada por esta es 13.53m2, teniendo esta área calculamos el peso aproximado soportado por la columna. tomando como peso aproximado de la estructura 1000 kg/m2. Teniendo estos datos:

$$Peso\ soportado\ por\ la\ columna\ = Area\ tributaria\ x\ Peso$$

$$Peso\ soportado\ por\ la\ columna\ = 13.53\ m2\ x\ 1000\ kg/m2$$

$$Peso\ soportado\ por\ la\ columna\ = 13530\ kg$$

Teniendo el peso soportado por la columna procedemos a realizar un cálculo para predimensionar el área de esta.

$$Area\ columna\ = \frac{Peso\ soportado}{(0.35 * f'c)}$$

$$Area\ columna\ = \frac{13530\ kg}{(0.35 * 210\ kg/cm2\ )}$$

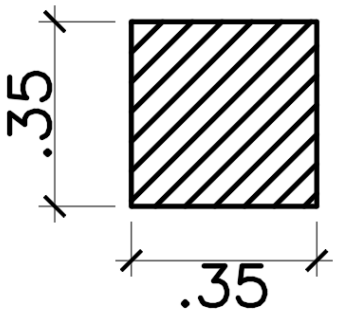
$$Area\ columna\ = 184.08\ cm2$$

Considerando una columna cuadrada

$$lado\ de\ columna = 13.57\ cm$$

La norma E.060 en su acápite 21.6.1.2. limita la dimensión de la columna a 250 mm como mínimo, es por ello y por tema de cumplir con las derivas estipuladas que se tomó unas dimensiones de 0.35m x 0.35m. Teniendo como sección transversal de la columna:

Ilustración 32: Sección transversal columna evaluada.



Fuente: Elaboración propia.

c) Predimensionamiento de losa aligerada

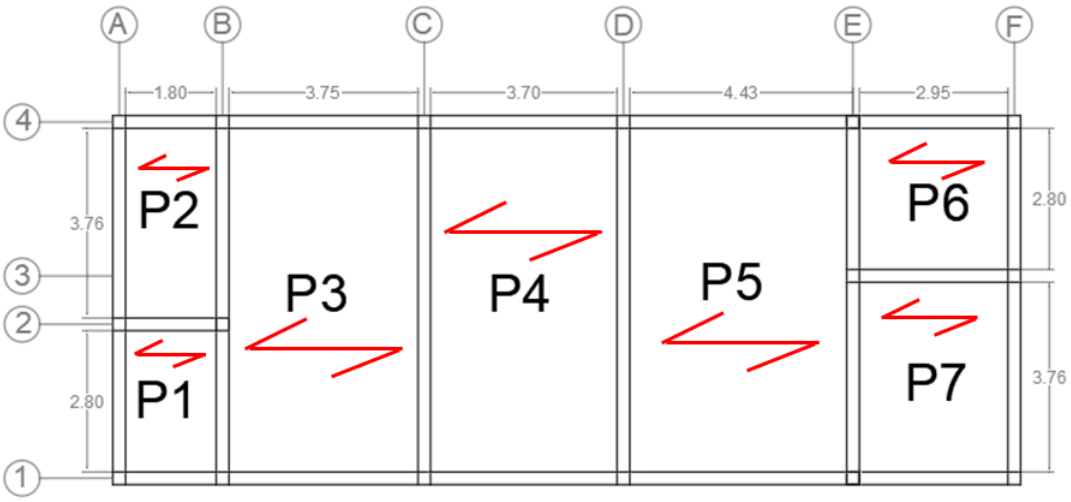
Para el predimensionamiento de losas hemos tomado en cuenta los requisitos mínimos plasmados por la norma E.060 en su acápite 9.6.2., los cuales tienen en cuenta en su cálculo las deflexiones máximas permitidas, evitando así un cálculo extra.

Tabla 37:Espesor o peralte mínimo para losas.

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	l/20	l/24	l/28	l/10
Vigas o losas nervadas en una dirección	l/16	l/18.5	l/21	l/8

Fuente: Norma Técnica E.0.60: Concreto Armado. Lima, Perú [25]

Tabla 38: Dirección de Losas para Análisis.



Fuente: Elaboración propia.

Teniendo estas consideraciones, procedemos al cálculo teniendo en cuenta que para los paños P1, P2, P6 y P7 se usará la formula correspondiente a un extremo continuo (L /18.5) y para los restantes P3, P4 y P5 se utilizará lo correspondiente a ambos extremos continuos (L/21).

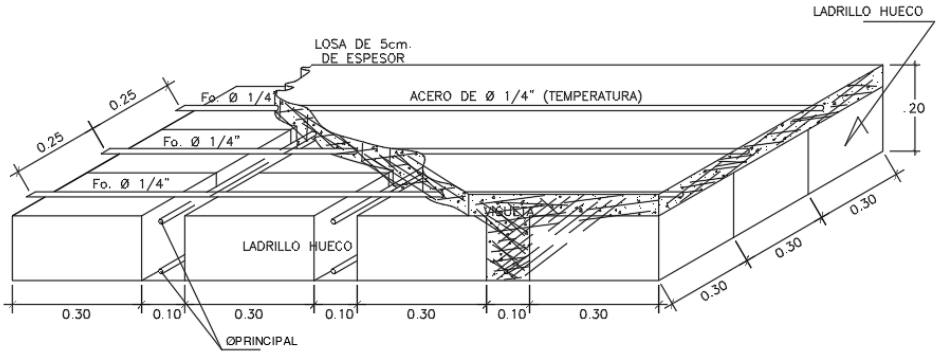
Tabla 39: Análisis de espesor de losas aligeradas.

PAÑO	Luz (m)	1 Extremo continuo	2 Extremos continuos	CONSIDERADO
P1	1.80	0.10	0.09	**0.20**
P2	1.80	0.10	0.09	**0.20**
P3	3.75	0.20	0.18	**0.20**
P4	3.70	0.20	0.18	**0.20**
P5	4.43	0.24	0.20	**0.20**
P6	2.95	0.16	0.14	**0.20**
P7	2.95	0.16	0.14	**0.20**

Fuente: Elaboración propia.

Uniformizando medidas, se consideró 0.20 m de peralte de losa aligerada.

Ilustración 33: Detalle Losa Aligerada e=0.20m



Fuente: Elaboración propia.

3.7.4.4 Estructuración de tribunas

3.7.4.5 Cargas a considerar

3.7.4.6 Diseño de Vigas

3.7.4.6.1 Diseño por Flexión

Para el diseño sismorresistente de vigas se realizó la verificación por flexión y cortante, basándose en el capítulo 21 de la Norma E0.60 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Tomando el Eje E como ejemplo:

$$f'c = 210\ kgf/cm2$$

$$fy = 4200\ kgf/cm2$$

$$\phi\ flexión = 0.9$$

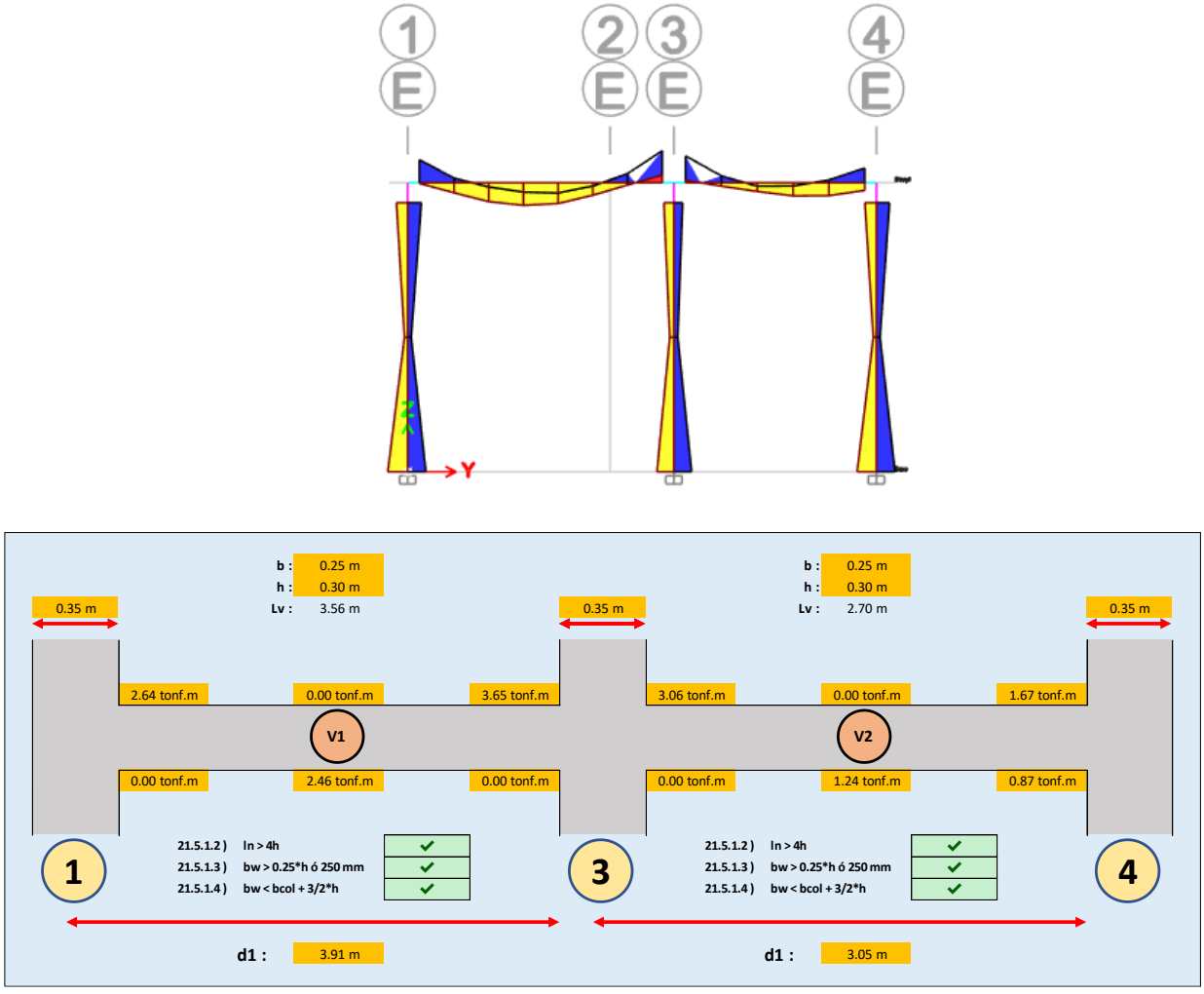
$$\phi\ corte = 0.85$$

$$\beta 1 = 0.85$$

$$recubrimiento = 0.04m$$

Agenciándonos del programa ETABS 18.0.2 procedemos a extraer los momentos actuantes en las vigas por la envolvente de todas las combinaciones.

Ilustración 34: Momentos extraídos del software ETABS.



Fuente: Elaboración propia.

Se tomó en cuenta las restricciones del acápite 21.5.1.2., 21.5.1.3. y 21.5.1.4. de la Norma E.060.

21.5.1.2. la luz libre no debe ser menor que 4 veces el peralte de la viga:

$$ln \geq 4h$$

$$ln \geq 4 * 0.30\ m$$

$$ln \geq 1.20\ m$$

$$CUMPLE\ EN\ AMBOS\ CASOS$$

21.5.1.3. El ancho de la viga no debe ser menor que 0.25 veces su peralte y 250 mm:

$$bw \geq 0.25\ h$$

$$0.25\ m \geq 0.25\ (0.30\ m)$$

$$0.25\ m \geq 0.075\ m \geq 0.25\ m$$

$$CUMPLE\ EN\ AMBOS\ CASOS$$

21.5.1.3. El ancho de la viga no debe ser exceder al ancho de apoyo más ¾ h por cada lado:

$$bw < b\ columna + 2 * \frac{3}{4} * h$$

$$0.25\ m < 0.35\ m + 2 * \frac{3}{4} * 0.30\ m$$

$$0.25\ m < 0.80\ m$$

$$CUMPLE\ EN\ AMBOS\ CASOS$$

En el acápite 21.5.2.2. limita la resistencia a momento que se le da a una cierta parte de la viga, es por ello que verificamos los momentos proporcionados al momento del diseño, tomando en cuenta lo siguiente:

a. La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara
b. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

Teniendo en cuenta estas restricciones se proporcionaron nuevos momentos actuantes para que el refuerzo de acero y por lo tanto el momento resistente cumpla con estas condiciones.

Tabla 40: Momentos actuantes en vigas.

Viga	Ubicación	Mu	Mu*
V1	Izq. Sup.	2.64	2.64
	Izq. Inf.	0.00	1.32
	Cnt. Sup.	0.00	0.91
	Cnt. Inf.	2.46	2.46
	Der. Sup.	3.65	3.65
	Der. Inf.	0.00	1.83

Viga	Ubicación	Mu	Mu*
V2	Izq. Sup.	3.06	3.06
	Izq. Inf.	0.00	1.53
	Cnt. Sup.	0.00	0.77
	Cnt. Inf.	1.24	1.24
	Der. Sup.	1.67	1.67
	Der. Inf.	0.87	0.87

Fuente: Elaboración propia.

Teniendo estos nuevos momentos se aplicó la fórmula para hallar el área de acero en elementos sometidos a esfuerzos de flexión.

Tomando como ejemplo el momento negativo en el nudo izquierdo de la V1.

$$Mu = 2.64\ tonf.m$$

Para el peralte efectivo de la viga:

$$d = h - 0.95\ cm - \frac{1.27\ cm}{2} - 4cm$$

$$d = 30\ cm - 0.95\ cm - \frac{1.27\ cm}{2} - 4cm$$

$$d = 24.42\ \text{cm}$$

Aplicando la fórmula en la cual nos evitamos la iteración y aplicamos directamente.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * f'c * 0.85 * b}}$$

$$a = 24.42\ cm - \sqrt{24.42\ cm^2 - \frac{2 * 2.64 * 10^5}{0.90 * 210 * 0.85 * 25\ cm}}$$

$$a = 2.86\ cm$$

$$As = \frac{Mu}{\phi fy(d - a/2)}$$

$$As = \frac{2.64 * 10^5\ kgf * cm}{0.9 * 4200\ kgf/cm2 * (24.42\ cm - 2.86\ cm\ /2\ )}$$

$$As = 3.04\ cm2$$

Verificación de cuantías

Cuantía mínima:

$$p\ min\ = \frac{0.70 * \sqrt{f'c}}{fy}$$

$$p\ min\ = \frac{0.70 * \sqrt{210\ kgf/cm2}}{4200\ kgf/cm2}$$

$$p\ min\ = 0.0024$$

Cuantía balanceada:

$$pb\ = 0.85 * \beta 1 * \frac{f'c}{fy} * \left(\frac{6300}{6300 + fy}\right)$$

$$pb\ = 0.85 * 0.85 * \frac{210\ kgf/cm2}{4200\ kgf/cm2} * \left(\frac{6300}{6300 + 4200}\right)$$

$$pb = 0.0217$$

Cuantía máxima:

$$p\ max\ = 0.75 * pb$$

$$p\ max\ = 0.75 * 0.0217$$

$$p\ max\ = 0.0163$$

Cuantía real de la sección:

$$p = \frac{As}{b * h}$$

Usando el acero de longitudinal 2 Ø 1/2" y un bastón 1 Ø 1/2"

$$As\ = 3\ *\ 1.29\ cm2$$

$$As\ = 3.87\ cm2$$

Verificando cuantías

$$p = \frac{3.87\ cm2}{25\ cm * 30\ cm}$$

$$p = \ 0.0052$$

$$p\,\text{min} < p\ real < p\ máx$$

$$0.0024 < 0.0052 < 0.0163$$

$$CUMPLE\ EN\ CUANTIAS$$

Para hallar la longitud del bastón 1 Ø 1/2", buscamos el momento resistente por el acero longitudinal (2 Ø 1/2", As=2.58 cm2)

$$a = \frac{As * fy}{(0.85 * f'c * b)}$$

$$a = \frac{2.58\ cm2 * 4200\ kgf/cm2}{(0.85 * 210\ kgf/cm2 * 30\ cm)}$$

$$a = 2.43\ cm$$

$$Mu = As * \phi * fy * (d - a/2)$$

$$Mu = 2.58\ cm2 * 0.9 * 4200\ kgf/cm2 * (24.42\ cm - 2.43\ cm\ /2)$$

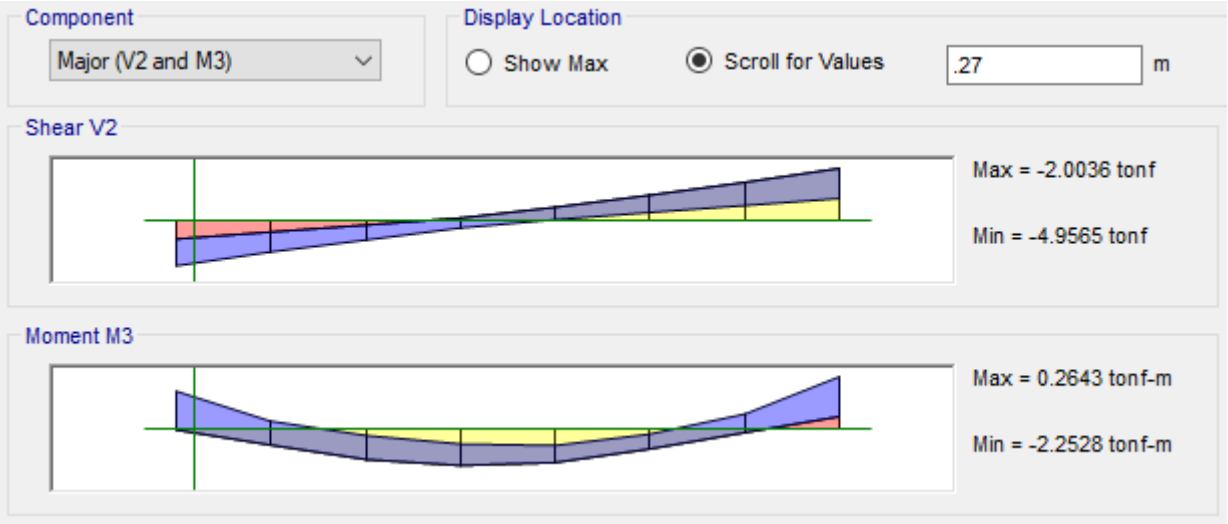
$$Mu = 2.26\ tonf.m$$

Se busca el Momento resistente en el diagrama de momentos, con el fin de determinar la longitud que no es cubierta por el acero longitudinal y por lo tanto la que debe cubrir el bastón, siguiendo los siguientes parámetros mínimos mencionados en el acápite 12.10.3.

- $L\ bastón\ = \ Longitud\ necesaria\ +\ 12\ db$
- $L\ bastón\ = \ Longitud\ necesaria\ +\ d$
- $L\ bastón\ = \ \ Longitud\ de\ desarrollo$

La longitud de bastón final debe ser la mayor resultante de los parámetros mencionados.

Ilustración 35: Evaluación bastones en viga.



Fuente: Elaboración propia.

- $L\ bastón\ = 27\ cm + 12 * 1.27\ cm = 42.24\ cm$
- $L\ bastón\ = 27\ cm + 24.42\ cm = 51.42\ cm$
- $L\ bastón\ = Longitud\ de\ desarrollo$

El acápite 12.2.2 indica la longitud de desarrollo para barras en tracción.

$$ld\ = \left(\frac{fy * \Psi t * \Psi e * \lambda}{2.6 * \sqrt{f'c}}\right) db$$

$$ld\ = \left(\frac{420\ Mpa * 1.3 * 1.00 * 1.00}{2.6 * \sqrt{21\ Mpa}}\right) * 1.27\ cm$$

$$ld\ = 58.20\ cm$$

$$ld\ \approx 60\ cm$$

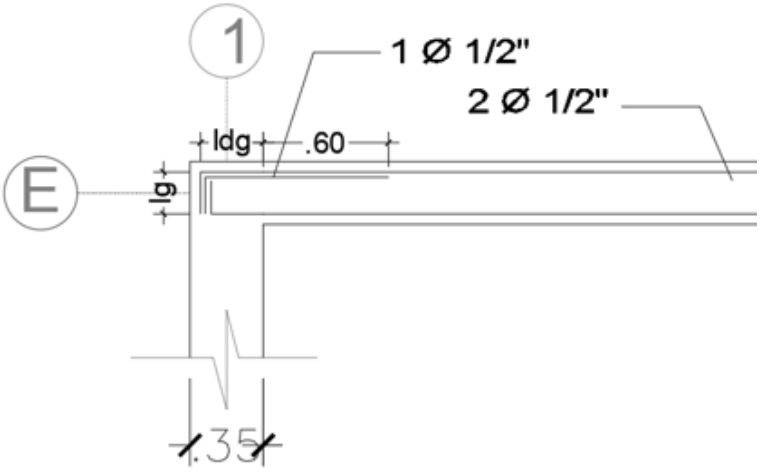
Entonces la longitud del bastón será:

$$lb = máx\ (44.24\ cm, 53.42\ cm, 60\ cm)$$

$$lb = 60\ cm$$

Las barras de acero quedarían ubicadas de la siguiente manera en el nudo

Ilustración 36: Detalle bastón de acero en viga.



Fuente: Elaboración propia.

Para el correcto anclaje de las barras corrugadas se realizó un gancho como se puede apreciar en la imagen, las distancias indicadas, tanto como de la longitud de gancho (lg), como la longitud de desarrollo de gancho (ldg), se hallan mediante las formulas propuestas en el capítulo 12 de la Norma E.060.

$$ldg = \left(0.24 * \Psi e * \lambda * \frac{fy}{\sqrt{fc}}\right) db$$

$$ldg = \left(0.24 * 1.00 * 1.00 * \frac{420}{\sqrt{21}}\right) * 1.27\ cm$$

$$ldg = 27.94\ cm$$

$$lg = 12db$$

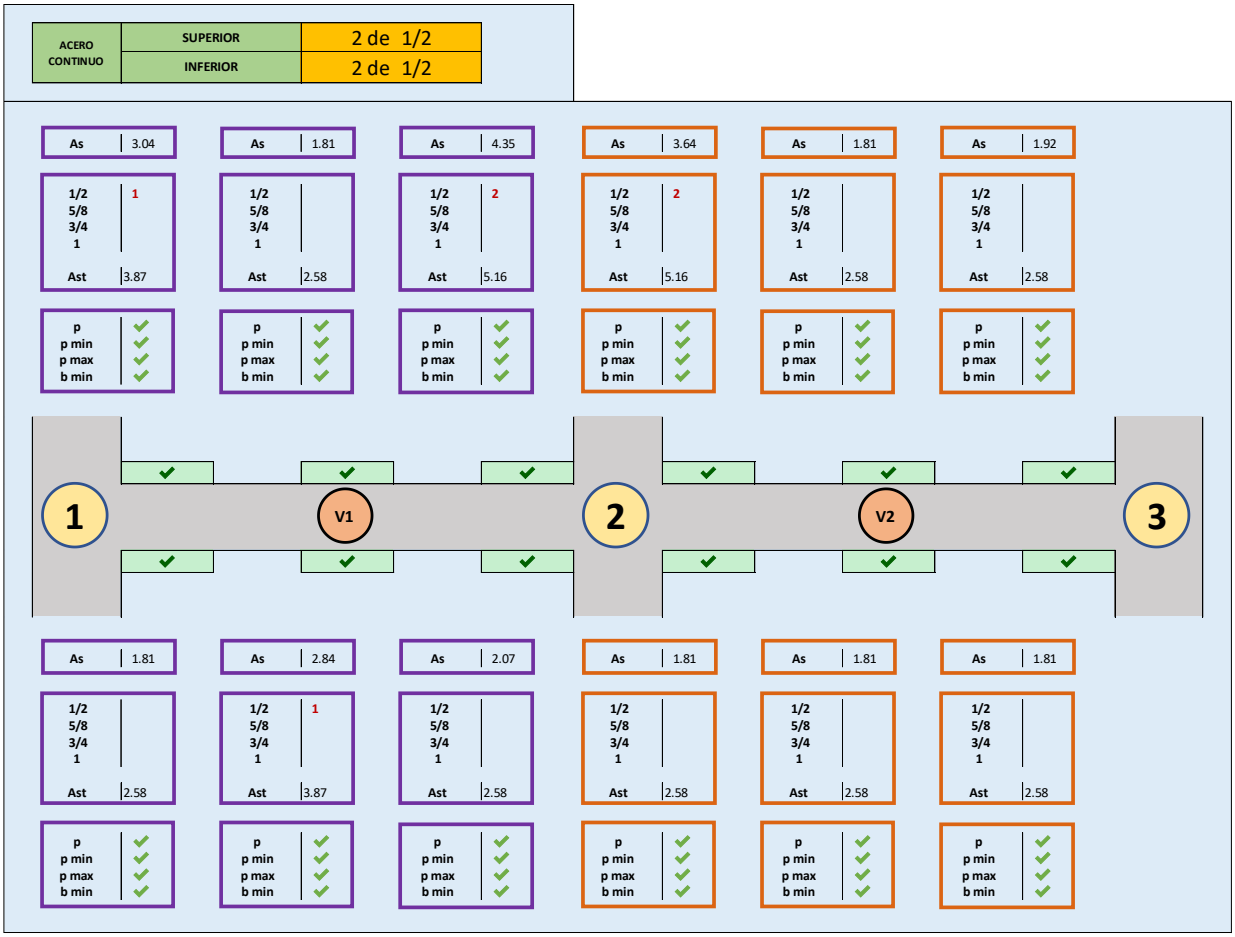
$$lg = 15.24\ cm$$

El mismo procedimiento se realizó para toda la viga:

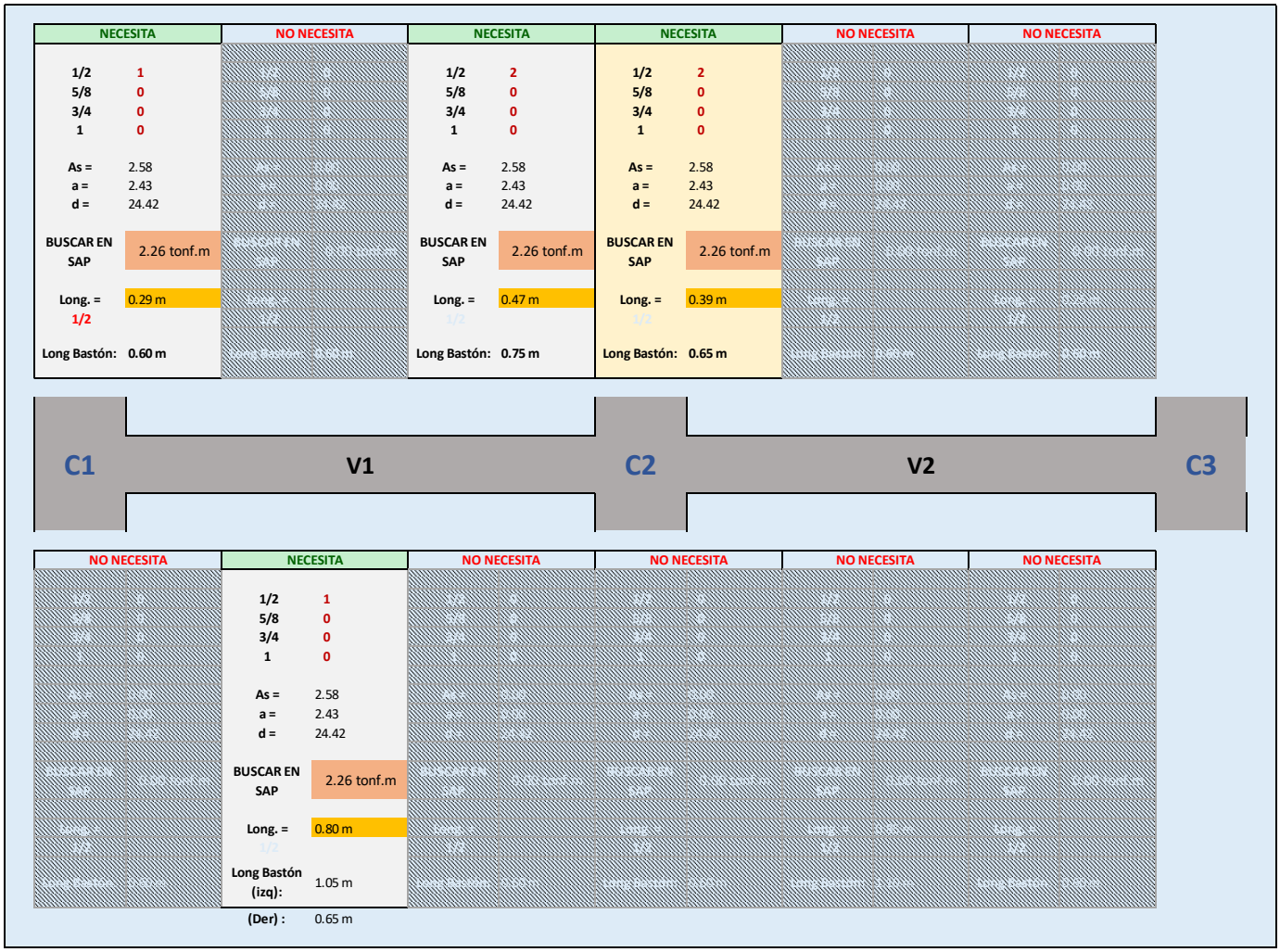
Tabla 41: Diseño por flexión en Vigas.

Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	2.64	2.64	0.24	2.86	3.04	0.0041	0.0024	0.0163	0.0041	3.04
	Izq. Inf.	0.00	1.32	0.24	1.39	1.48	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.91	0.24	0.96	1.02	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	2.46	2.46	0.24	2.67	2.84	0.0038	0.0024	0.0163	0.0038	2.84
	Der. Sup.	3.65	3.65	0.24	4.09	4.35	0.0058	0.0024	0.0163	0.0058	4.35
	Der. Inf.	0.00	1.83	0.24	1.95	2.07	0.0028	0.0024	0.0163	0.0028	2.07
V2	Izq. Sup.	3.06	3.06	0.24	3.43	3.64	0.0049	0.0024	0.0163	0.0049	3.64
	Izq. Inf.	0.00	1.53	0.24	1.65	1.75	0.0023	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.77	0.24	0.81	0.86	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	1.24	1.24	0.24	1.33	1.41	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.67	1.67	0.24	1.81	1.92	0.0026	0.0024	0.0163	0.0026	1.92
	Der. Inf.	0.87	0.87	0.24	0.92	0.98	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	1.81

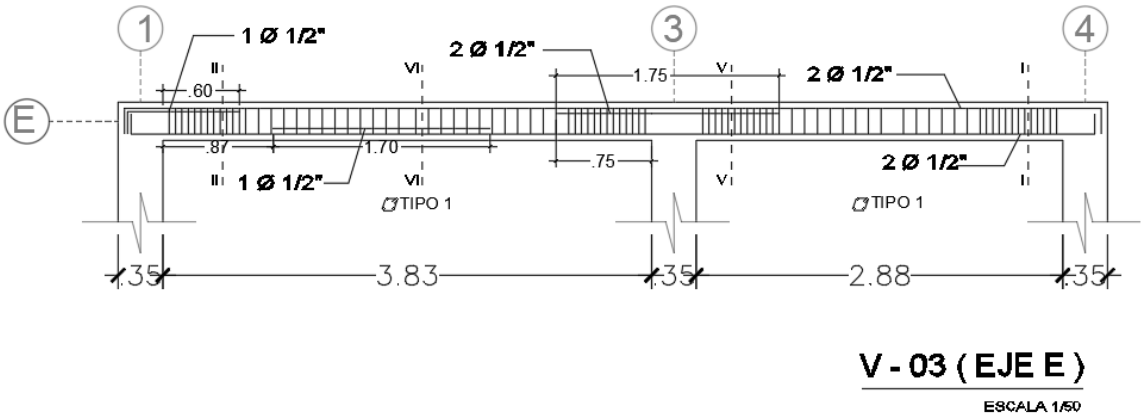


Longitud de bastones



Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 37: Distribución de acero en V-03.

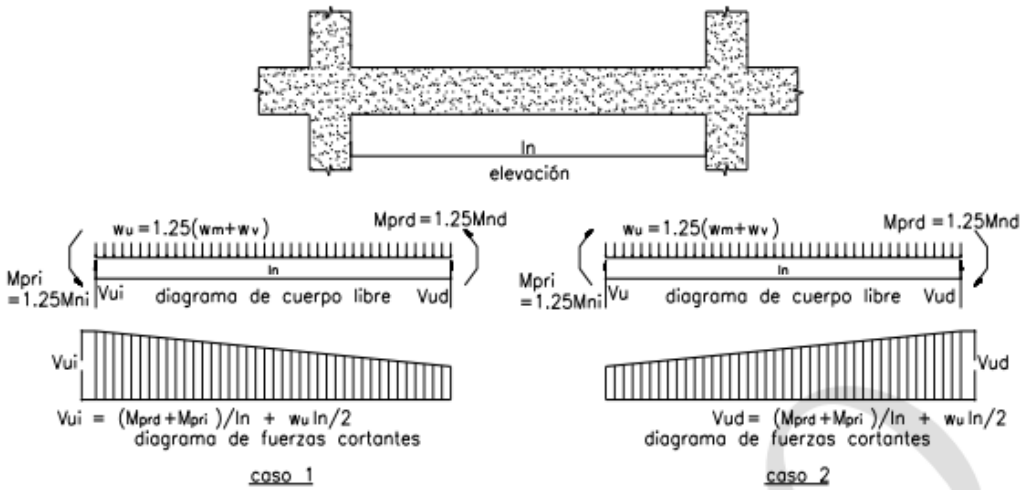


Fuente: Elaboración propia.

3.7.4.6.2 Diseño por cortante

El diseño por esfuerzos de corte en vigas dependerá de la fuerza cortante de diseño (Vu), y esta se hallará a partir de las fuerzas cortantes asociadas con las resistencias probables en flexión ($Mpr = 1.25\,Mn$) en los extremos de la viga y la fuerza cortante isostática, la cual se halla gracias a las fuerzas de gravedad que actúan en la viga amplificadas.

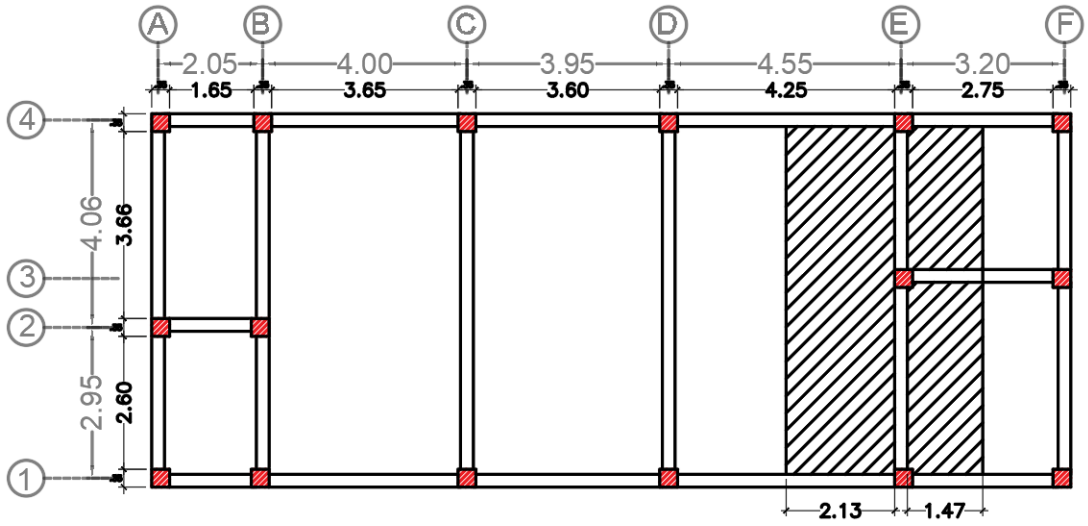
Ilustración 38: Cortante en Vigas.



Fuente: Norma Técnica E.0.60: Concreto Armado. Lima, Perú [25]

Para ello debemos metrar el área tributaria que soporta la viga, siguiendo con el ejemplo de la viga del eje E.

Ilustración 39: Área tributaria para columna.



Fuente: Elaboración propia.

El área tributaria:

$$área\ tributaria\ =\ 2.13\ m\ +1.47\ m\ =\ 3.60\ m$$

Se metró las cargas actuantes por gravedad presentes.

Tabla 42: Metrado de cargas gravitatorias.

	Peso propio	2400 kg/m3	180 kg/m
✔	Acabados	100 kg/m2	360 kg/m
Tramo 1	Aligerado 20	300 kg/m2	638 kg/m
Tramo 2	Aligerado 20	300 kg/m2	443 kg/m
	S/C	100 kg/m2	360 kg/m

Fuente: Elaboración propia.

Hallamos la carga distribuida equivalente con las cargas amplificadas

$$Wu\ =\ 1.25\ CM\ +\ 1.25\ CV$$

$$Wu\ =\ 1.25\ (\ 180\ kg/m\ +360\ kg/m\ +638\ kg/m\ +443\ kg/m\ )\ +\ 1.25\ (\ 360kg/m\ )$$

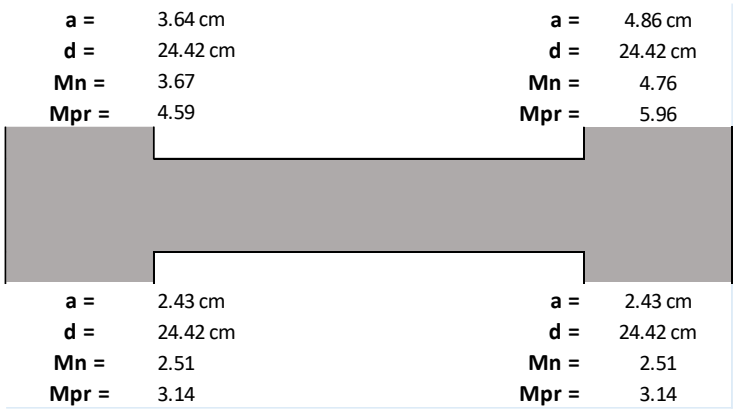
$$Wu\ =\ 2.48\ ton/m$$

Para hallar los momentos probables, primero se procede a hallar los momentos nominales con el área del acero real en los extremos de la luz libre de la viga.

$$Mpr\ =\ 1.25\ Mn$$

$$Mn\ = As*\ fy*(d-a/2)$$

Ilustración 40: Momentos probables en Vigas.



Fuente: Elaboración propia.

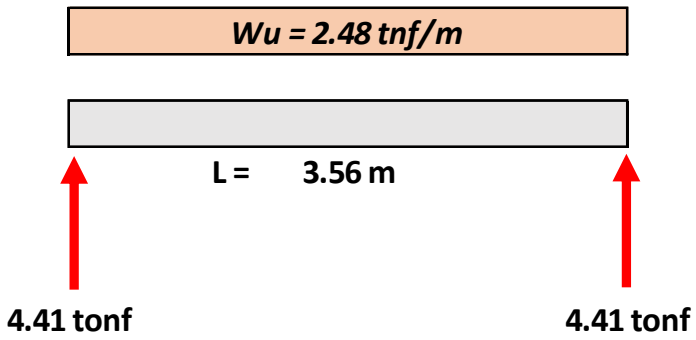
Teniendo la carga distribuida, se procedió a hallar el cortante isostático.

$$V\ isos = \ Wu\ * L/2$$

$$V\ isos = \frac{2.48\ tonf/m * 3.56\ m}{2}$$

$$V\ isos = \ 4.41\ tonf$$

Ilustración 41: Cortante Isostático en Vigas.

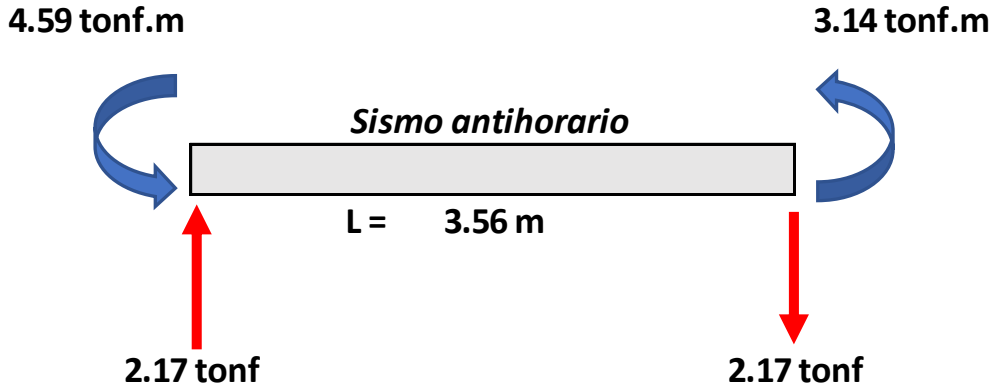


Fuente: Elaboración propia.

Se procede a hallar las fuerzas cortantes relacionadas a la capacidad de los apoyos, en los dos casos posibles, que son con un sismo actuando en sentido horario y, por otro lado, el sismo actuando en sentido antihorario

Por el sismo en sentido antihorario:

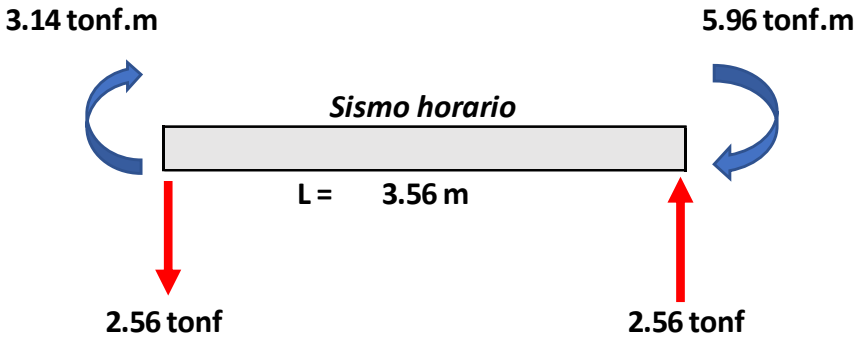
Ilustración 42: Cortante por sismo en sentido antihorario.



Fuente: Elaboración propia.

Por el sismo en sentido horario:

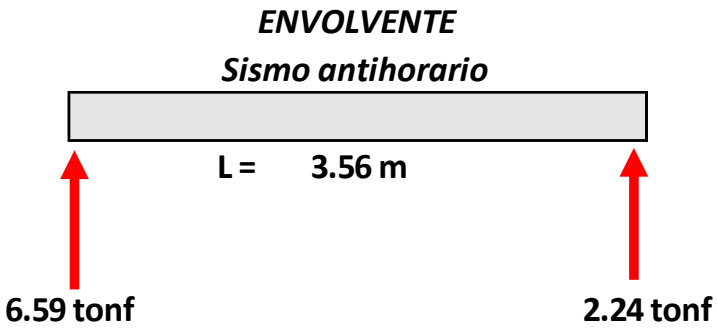
Ilustración 43: Cortante por sismo en sentido horario.



Fuente: Elaboración propia.

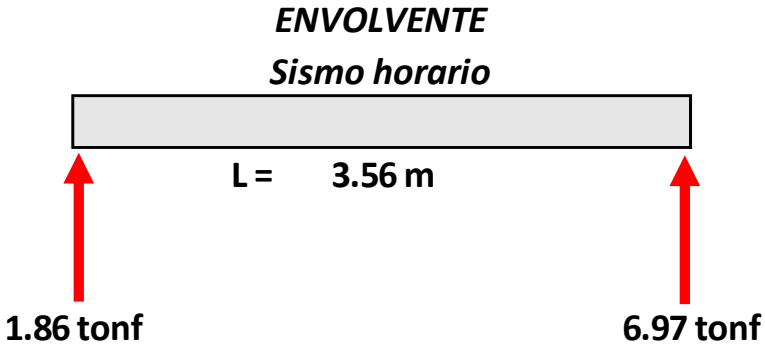
Teniendo las cortantes despejadas, procedemos a realizar una envolvente de ambos sentidos de los sismos.

Ilustración 44: Envolvente por sismo en sentido antihorario.



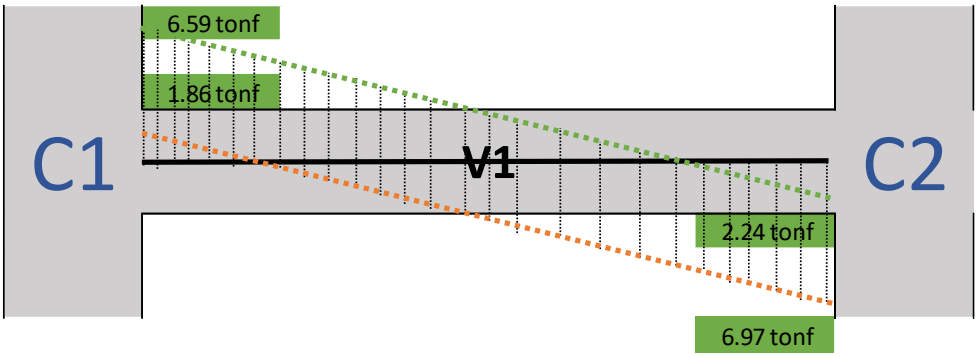
Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 45: Envolvente por sismo en sentido horario.



Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 46: Diagrama de cortantes final, Envolvente de ambos casos



Fuente: Elaboración propia.

Extraemos el área de mayores esfuerzos para analizar los valores de diseño tanto para la zona de confinamiento como para el resto del elemento.

A una distancia d:

$$Vd = 6.96\ tonf - \left(\frac{6.96\ tonf - 0.00\ tonf}{2.81\ m}\right) * 0.24\ m$$

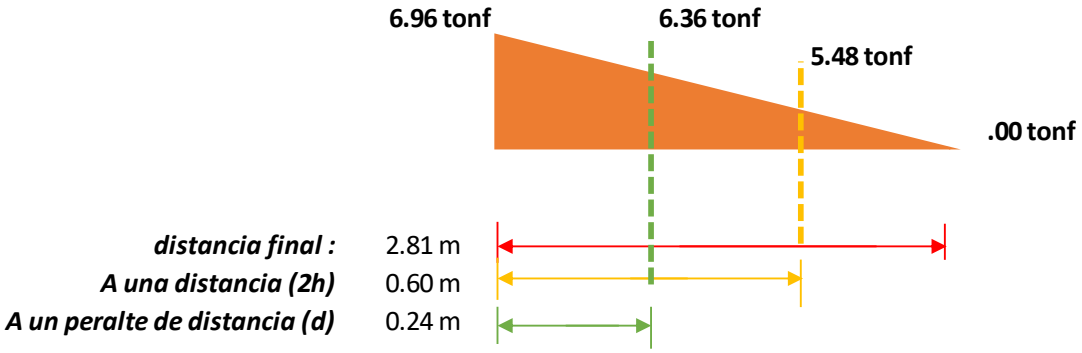
$$Vd = 6.36\ tonf$$

A una distancia 2h:

$$V_{2h} = 6.96\ tonf - \left(\frac{6.96\ tonf - 0.00\ tonf}{2.81\ m}\right) * 0.60\ m$$

$$V_{2h} = 5.48\ tonf$$

Ilustración 47: Distribución de cortantes para diseño.



Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 48: Espaciamiento y zonas de confinamiento en vigas.

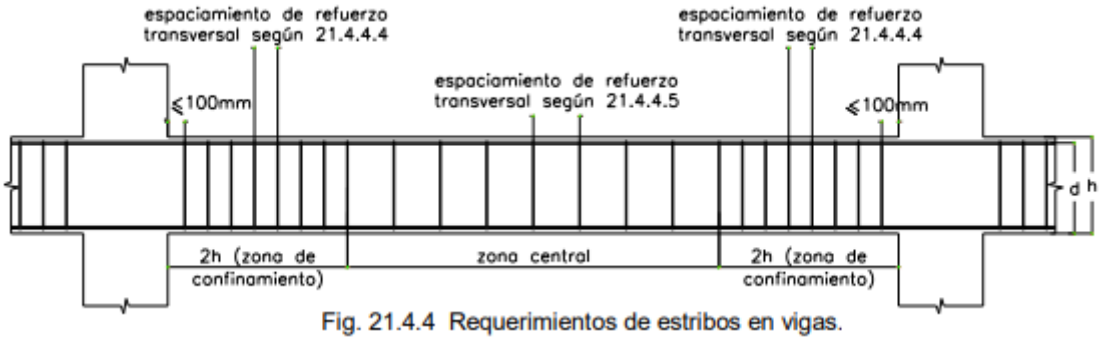


Fig. 21.4.4 Requerimientos de estribos en vigas.

Fuente: Norma Técnica E.0.60: Concreto Armado. Lima, Perú [25]

Para analizar el cortante que debe soportar el acero transversal de la viga, se evalúa la siguiente ecuación:

$$Vn = Vc + Vs$$

El cortante ultimo a evaluar para la zona de confinamiento es:

$$Vu = 6.36\ tonf$$

El cortante nominal por lo tanto resulta:

$$Vn = Vu\ /\ 0.85$$

$$Vn = 6.36\ tonf\ /\ 0.85$$

$$Vn = 7.48\ tonf$$

La resistencia a esfuerzos de corte soportada por el concreto resulta:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{210}\frac{kgf}{cm2} * 25.00\ cm * 24.42\ cm * \left(\frac{10^{-3} tonf}{kgf}\right)$$

$$Vc = 4.69\ tonf$$

Por lo tanto:

$$Vn = Vc + Vs$$

$$7.48\ tonf = 4.69\ tonf + Vs$$

$$Vs = 2.79\ tonf$$

Teniendo el cortante a soportar por los estribos de la viga, procedemos a hallar el espaciamiento máximo que debe cumplirse para que este sea absorbido correctamente por el estribaje.

$$s = \frac{Av * fy * d}{Vs}$$

Usando estribos de 3/8" (2 ramales)

$$s = \frac{(2 * 0.71\ cm2) * 4200\ kgf/cm2 * 24.42\ cm}{2.79 * 1000\ kgf/tonf}$$

$$s = 52.17\ cm$$

Sin embargo, el espaciamiento está limitado por la Norma E.060 [25], en la cual:

Según el capítulo 7 de la Norma E.060, en su acápite 21.5.3.2 limita el espaciamiento de los estribos a:

(a) 16 db (barra longitudinal más pequeña)

(b) 48 de (diámetro del estribo)

(c) Min (b o h).

$$(a) 16\ db \rightarrow 16 * 1.27\ cm = 20.32\ cm$$

$$(b) 48\ de \rightarrow 48 * 0.71\ cm = 34.08\ cm$$

$$(c) Min\ (25\ cm\ o\ 30\ cm) = 25.00\ cm$$

Según el capítulo 11 de la Norma E.060, en su acápite 21.5.3.2 limita el espaciamiento de los estribos.

$$Vn = 7.48\ tonf$$

$$Vc = 4.69\ tonf$$

$$Vs = 2.79\ tonf$$

Teniendo los valores mostrados, se determina que:

$$Vn > Vc$$

Además:

$$Vs \leq 2\,Vc$$

$$2.79\ tonf \leq 2 * 4.69\ tonf$$

$$2.79\ tonf \leq 9.38\ tonf$$

Es por ello por lo que el espaciamiento máximo se rige por lo que indica el acápite 11.5.5.1., indica:

$$e < \frac{d}{2} \rightarrow \frac{24.42cm}{2} = 12.21\ cm$$
$$e < 600mm$$

Según el capítulo 21 de la Norma E.060, en su acápite 21.5.3.2 limita el espaciamiento de los estribos en zona de confinamiento

(a) d /4

(b) 8 db (barra longitudinal más pequeña)

(c) 24 de (diámetro del estribo)

(d) 300 mm.

$$(a)\ {}^{d}/_{4} \rightarrow {}^{24.42\ cm}/_{4} = 6.10\ cm$$

$$(b) 8\ db\ (barra\ longitudinal\ más\ pequeña) \rightarrow 8 * 1.27\ cm = 10.16\ cm$$

$$(c) 24\ de\ (diámetro\ del\ estribo) \rightarrow 24 * 0.71\ cm = 17.04\ cm$$

$$(d) 300\ mm \rightarrow 30\ cm$$

El espaciamiento a considerar será el menor de a, b, c y d, en este caso:

$$e = 6.10\ cm$$

Es por ello por lo que el espaciamiento a elegir es:

$$s = 5.00\ cm$$

El número de estribos será:

$$\#estribos = \frac{2h - 0.05m}{s}$$

$$\#estribos = \frac{2 * 0.30m - 0.05m}{0.05\ m}$$

$$\#estribos = \frac{0.55m}{0.05\ m}$$

$$\#estribos = 12$$

Para los estribos fuera de la zona de confinamiento se realiza el mismo procedimiento para un cortante ultimo tomado a una distancia 2h, el cual sería:

$$Vu\ =\ 5.48\ tonf$$

Obteniendo:

$$Vn = 6.44\ tonf$$

$$Vc = 4.69\ tonf$$

$$Vs = 1.75\ tonf$$

Usando estribos de 3/8”

$$s = 82.00\ cm$$

El capítulo 11:

$$e < \frac{d}{2} \rightarrow \frac{24.42cm}{2} = 12.21\ cm$$
$$e < 600mm$$

El capítulo 21 en su acápite 21.5.3.4. limita el espaciamiento de estribos fuera de la zona de confinamiento a d/2.

$$d/2 \rightarrow 24.42\ cm/2 = 12.21\ cm$$

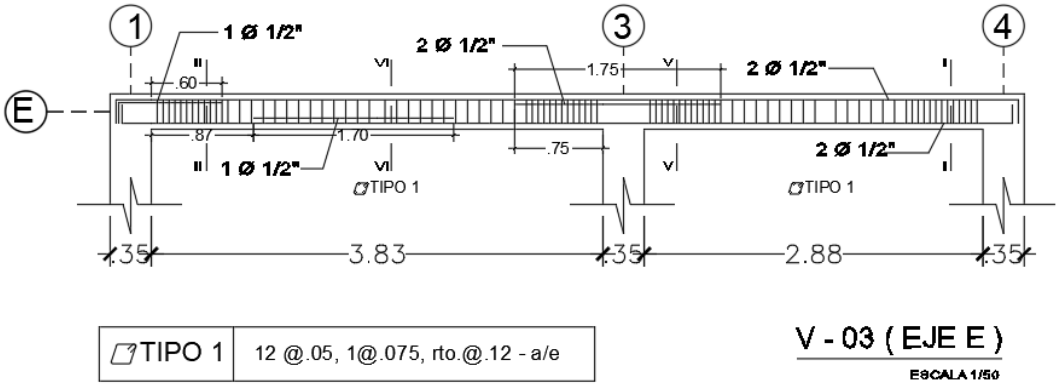
Es por ello por lo que el espaciamiento a elegir es:

$$s = 12.00\ cm$$

El resultado final del análisis por esfuerzos de corte en la viga, indica:

$$Usar\ estribos\ 3/8”\ \ 1\ @\ 0.05\ m, 11\ @\ 0.05\ m, 1\ @\ 0.075\ m, RTO\ @\ 0.12\ m\ AE$$

Ilustración 49: Distribución de estribos en viga evaluada.



Fuente: Elaboración propia.

3.7.4.7 Diseño de Columnas

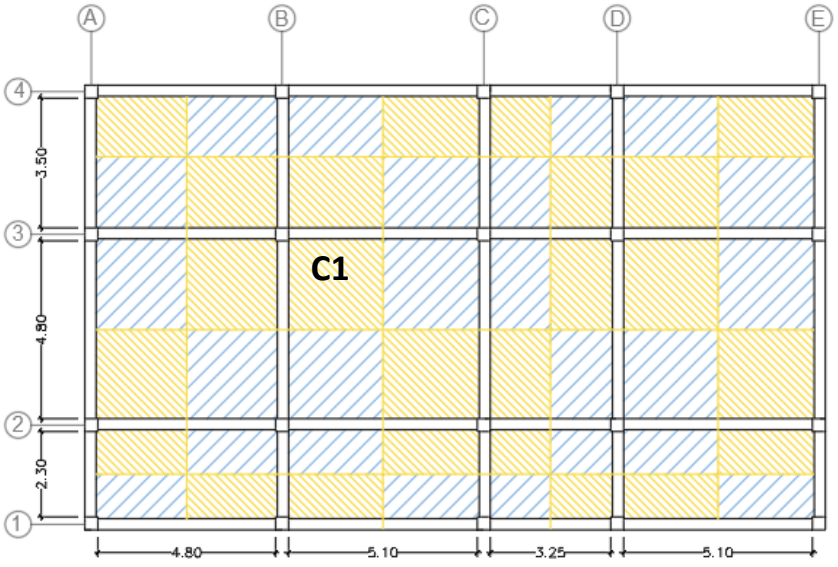
Para el diseño de columnas primero se evaluó si este elemento estructural tenía una carga significativa para emplear un diseño por flexocompresión, o sino por el contrario, solo primaba la flexión como principal esfuerzo actuante.

Lo anterior mencionado se evalúa con:

$$Pu < 0.1 * f'c * Ag$$

Tomando como ejemplo la columna C1 del bloque G, la cual tiene por dimensiones 0.35m x 0.35m.

Ilustración 50: Áreas tributarias para columnas del Bloque G.



Fuente: Elaboración propia.

Evaluamos las diferentes cargas ultimas que actúan en cada una de las combinaciones actuantes en las columnas.

Tabla 43: Carga axial por todas las combinaciones.

	CARGA AXIAL (Pu)	0.1*f'c*Ag	DISEÑO POR
R01	13.45 Tonf	25.725 Tonf	DISEÑAR POR FLEXIÓN
R02	12.08 Tonf	25.725 Tonf	DISEÑAR POR FLEXIÓN
R03	12.08 Tonf	25.725 Tonf	DISEÑAR POR FLEXIÓN
R04	12.47 Tonf	25.725 Tonf	DISEÑAR POR FLEXIÓN
R05	12.47 Tonf	25.725 Tonf	DISEÑAR POR FLEXIÓN
R06	7.80 Tonf	25.725 Tonf	DISEÑAR POR FLEXIÓN
R07	7.80 Tonf	25.725 Tonf	DISEÑAR POR FLEXIÓN
R08	8.18 Tonf	25.725 Tonf	DISEÑAR POR FLEXIÓN
R09	8.18 Tonf	25.725 Tonf	DISEÑAR POR FLEXIÓN

Fuente: Elaboración propia.

Como se aprecia prima el diseño por flexión, ya que la carga ultima soportada no es considerable (esto es debido a que la estructura es de un solo piso y las cargas que soportan las columnas son bajas).

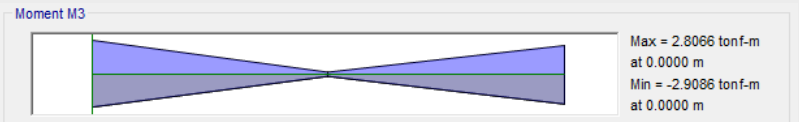
Es por ello por lo que para el diseño de acero longitudinal se seguirá el mismo procedimiento que el diseño de vigas.

Algunas consideraciones a tomar en cuenta es la cuantía mínima para columnas, la cual es $p\ min\ =\ 0.001$ y el recubrimiento mínimo es 5 cm.

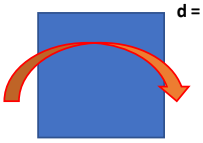
Para evaluar el acero en la dirección Y.

Tabla 44: Momento en sentido del eje X en columnas.

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



Mu(-) =	2.91 Tonf-m
Mu(+) =	2.81 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm



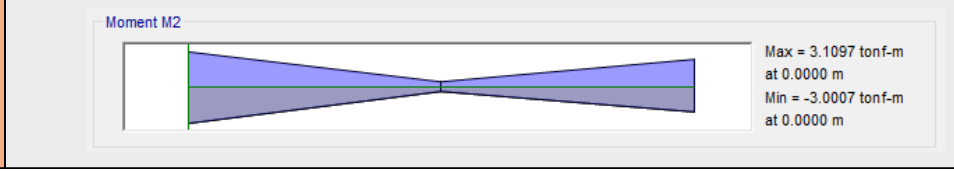
MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.73 cm2
1.84 cm	2.54 cm2
1.71 cm	2.53 cm2
Ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.83 cm2
1.90 cm	2.63 cm2
1.77 cm	2.63 cm2
Ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

Fuente: Elaboración propia.

Para evaluar el acero en la dirección X.

Tabla 45: Momentos en sentido del eje Y en columnas.

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y	

Mu(-) =	3 Tonf-m
Mu(+) =	3.11 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	*As*
6.01 cm	3.04 cm2
2.05 cm	2.83 cm2
1.91 cm	2.83 cm2
Ø	*As*
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	*As*
6.01 cm	2.93 cm2
1.97 cm	2.73 cm2
1.84 cm	2.72 cm2
Ø	*As*
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

Fuente: Elaboración propia.

Se optimizo el acero, debido al acero que se ubica en las esquinas del elemento, esto debido a que esta área de acero actúa soportando los momentos en ambas direcciones.

Tabla 46: Acero a colocar en columna.

RESUMEN DE DISEÑO

X	
Ø	*As*
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
Ø	*As*
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

As esquinas	5/8

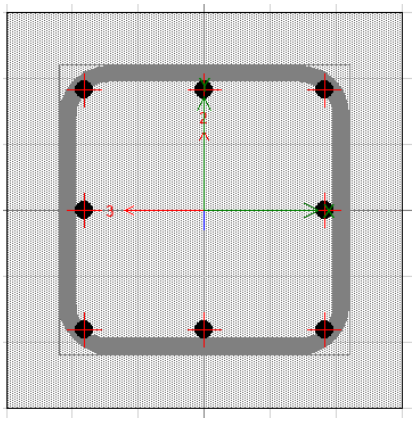
As. Total	
Ø	*As*
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

p min =	0.010
p max =	0.060
p =	0.01 cm2

Fuente: Elaboración propia.

Teniendo la disposición del acero final de la siguiente manera:

Ilustración 51: Disposición final de acero en columna evaluada.



Fuente: Elaboración propia.

Para la verificación del diseño estructural se corroboró los momentos y cargas axiales actuante en los diagramas de iteraccion correspondientes a los esfuerzos de cada dirección.

Los valores de el diagrama de iteraccion se podrán extraer del programa ETABS y dependen netamente de la sección de la columna y su refuerzo de acero.

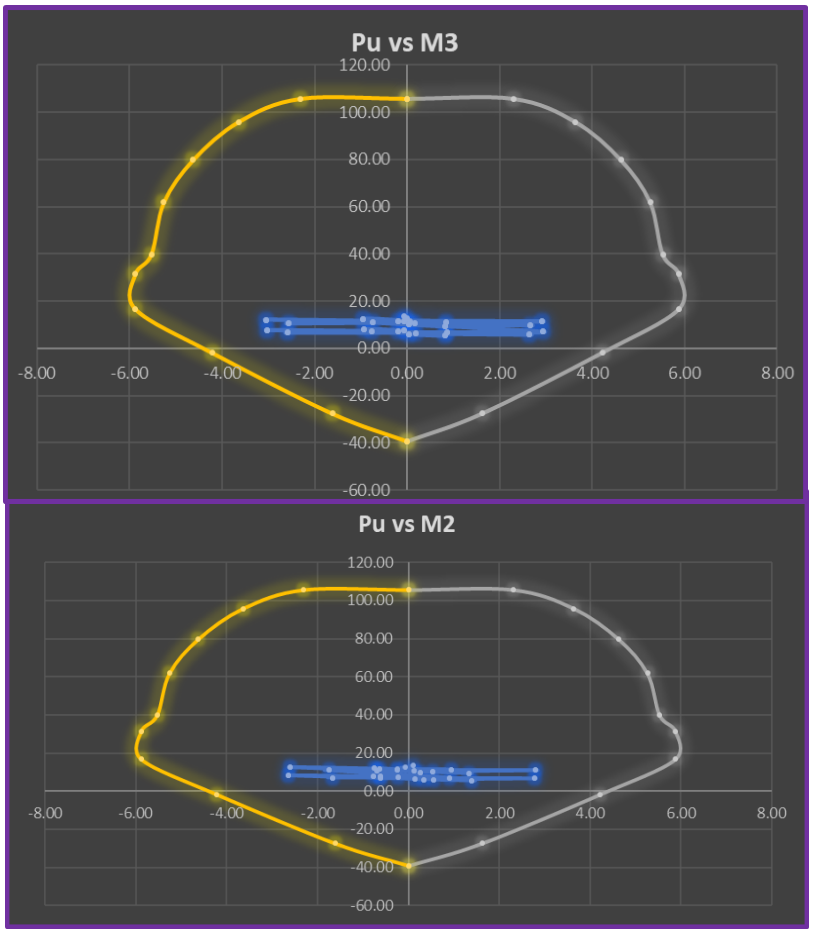
Tabla 47: Valores del diagrama de iteraccion.

Curve #7	**90 deg**	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	**0 deg**	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 52: Momentos actuantes en el diagrama de iteraccion de la columna.



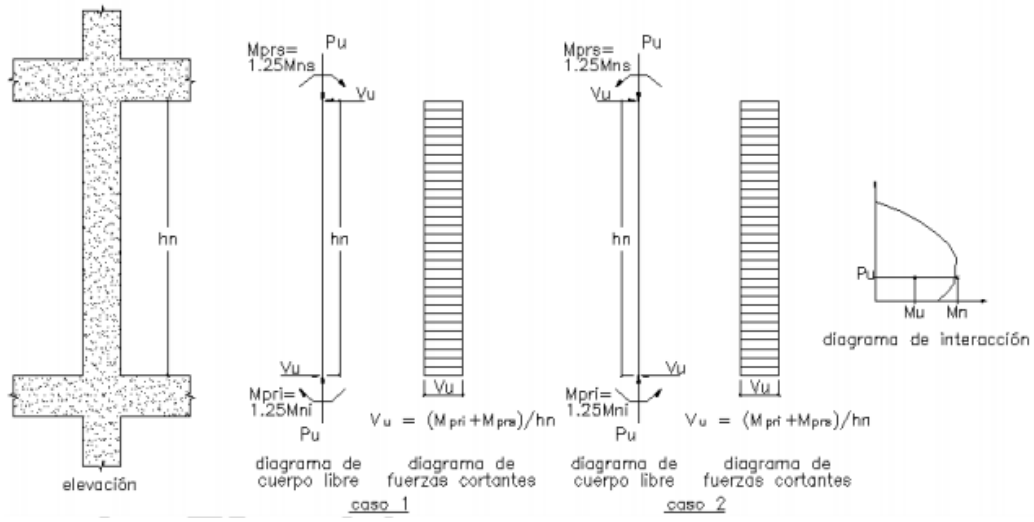
Fuente: Elaboración propia.

Como se aprecia todas las cargas actuantes se encuentran dentro del diagrama de iteraccion esto refleja que la sección es lo suficientemente eficiente para soportar dichos esfuerzos.

Para determinar el Vu, el cual rige el diseño por fuerza cortante, debemos de hallar las fuerzas máximas que se podrían generar en el nudo de cada extremo de la columna. Para ello es necesario determinar los momentos probables (Mpr), los cuales dependen del momento nominal correspondiente a las cargas axiales (Pu) que actúan en el elemento.

Sin embargo, se debe considerar que el Vu hallado mediante el anterior procedimiento no debe ser menor que el cortante amplificado determinado a partir del análisis.

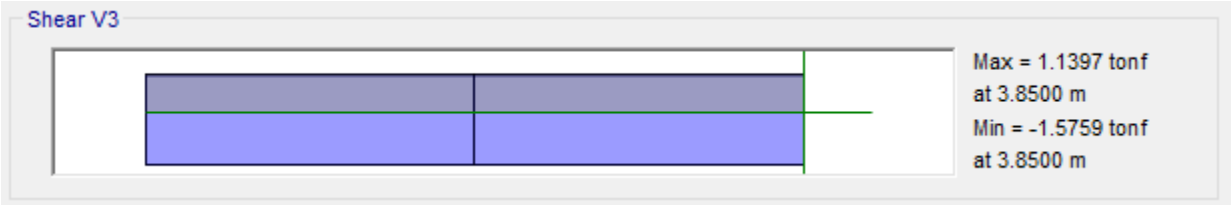
Ilustración 53: Momentos probables en columnas sismoresistente.



Fuente: Norma Técnica E.0.60: Concreto Armado. Lima, Perú [25]

Según el análisis de la estructura el Vu seria.

Ilustración 54: Cortante actuante en columna.

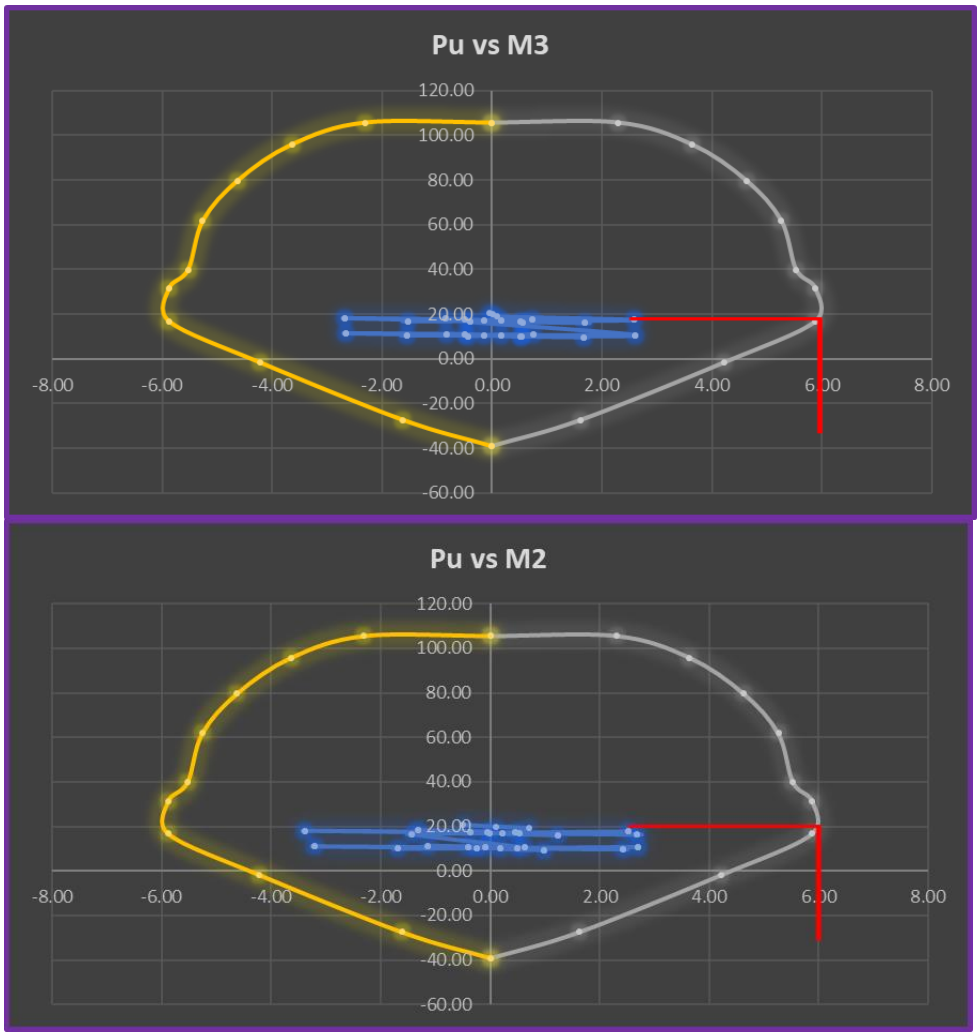


Fuente: Elaboración propia.

$$Vu = 1.57\ tonf$$

El otro método para hallar el Vu, empieza determinando los momentos nominales actuantes en la columna, para ello es necesario trazar una línea en el diagrama de iteraccion de la columna.

Ilustración 55: Momento Nominal según diagrama de iteraccion.



Fuente: Elaboración propia.

Como se observa el Mn obtenido para ambos sentidos es

$$Mn = 6.00\ tonf.m$$

Luego se procede a hallar el momento probable

$$Mpr = 1.25 * Mn$$

$$Mpr = 7.50\ tonf.m$$

La carga axial última actuante en la columna para ambos casos es:

$$Pu = 22.00\ tonf$$

Teniendo:

$$Mpr\ inf\ = 7.50\ tonf.m$$

$$Mpr\ sup = 7.50\ \ tonf.m$$

$$h\ col\ = 4.15\ m$$

El Vu se determina a partir de:

$$Vu\ = \frac{(Mpr\ inf\ + Mpr\ sup)}{h\ col}$$

$$Vu\ = \frac{(7.50\ tonf.m\ + 7.50\ tonf.m)}{4.15\ m}$$

$$Vu\ = 3.61\ tonf$$

$$Vn\ = 4.25\ tonf$$

El cortante soportado por la sección de concreto, se determina a partir de:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Pu}{140Ag}\right) * b * d$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{22 * 1000\ kgf}{140 * (35\ cm * 35cm)}\right) * 35.00\ cm * 30.21\ cm$$

$$Vc = 9.11\ tonf$$

Como se aprecia el cortante último es absorbido en su totalidad por el concreto es por ello que el espaciamiento necesario se limitará con la Norma Técnica Peruana, en la cual:

En el capítulo 7:

$$16\ db\ = 20.32\ cm$$

$$48\ de\ = 45.72\ cm$$

$$Min\ (b\ o\ h)\ = 35.00\ cm$$

En el capítulo 11:

$$d/2\ = 15.10\ cm$$

$$600\ mm\ = 60\ cm$$

En el capítulo 21:

En su acápite 21.6.41. limita el área de refuerzo transversal, dentro de la zona de confinamiento, incluidos estribos y grapas suplementarias, sin embargo, a evaluar que el cortante que soporta la columna es mayor que el actuante estos parámetros no se aplican en este diseño.

En el acápite 21.6.4.2.4. indica:

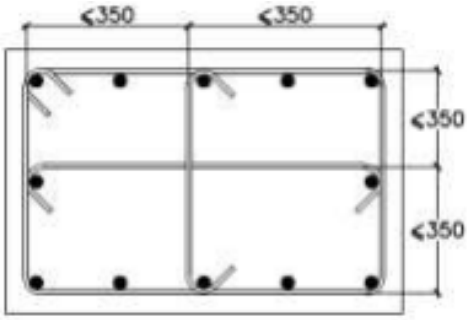
$$Min\ (b\ ó\ h)/3 = 11.67\ cm$$

$$6\ db\ longitudinal\ =\ 7.62\ cm$$

$$100\ mm\ =\ 10.00\ cm$$

En el acápite 21.6.4.2.3. indica que se debe cumplir los siguientes espaciamientos entre estribos confinados.

Ilustración 56: Espaciamiento transversal de barras en columnas.



Fuente: Norma Técnica E.0.60: Concreto Armado. Lima, Perú [25]

Entonces el espaciamiento final máximo de confinamiento sería el mínimo de las anteriores condiciones:

$$s = 7.50\ cm$$

Para hallar la longitud que corresponde a la zona de confinamiento, la Norma E.060, en su acápite 21.6.4.4. indica:

$$Máx(\ b\ ó\ h\ )\ =\ 35.00\ cm$$

$$H\ columna\ /6\ =\ 69.17\ cm$$

$$500\ mm\ =\ 50.00\ cm$$

Entonces se elige la máxima longitud hallada de las anteriores condiciones dando como resultado:

$$Lo = 70\ cm$$

Siendo el número de estribos de confinamiento:

$$Usar\ \emptyset\ 3/8"\ ;\ 1\ a\ 0.05\ m;\ 9\ \ a\ 0.075$$

Para el distanciamiento de estribos fuera de la longitud de confinamiento es necesario revisar el acápite 21.6.4.5. donde indica:

$$10\ db\ =\ 12.70\ cm$$

$$250\ mm\ =\ 25.00\ cm$$

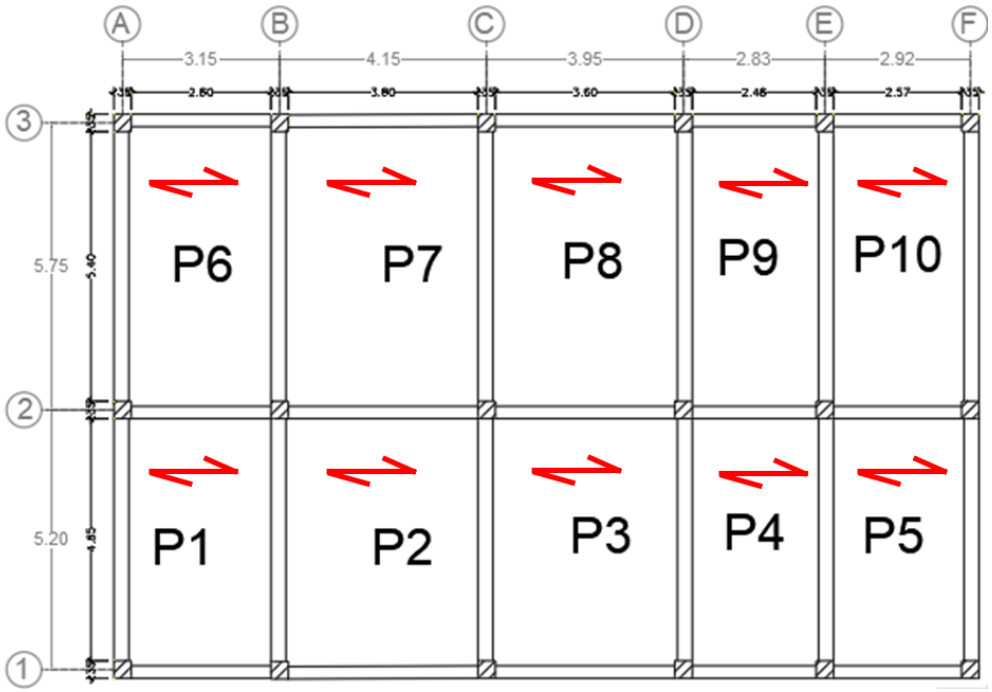
Siendo la disposición final de estribos la siguiente:

$$Usar\ \emptyset\ 3/8"\ ;\ 1\ a\ 0.05\ m;\ 9\ \ a\ 0.075;\ 1\ a\ 0.10\ ;\ RTO\ a\ 12.50\ A/E$$

3.7.4.8 Diseño de losas aligeradas

Como ejemplo para explicar el diseño de losa aligerada se tomará como ejemplo el bloque G; en el cual según su predimensionamiento los tramos de losa requieren los siguientes peraltes:

Ilustración 57: Dimensiones de losas aligeradas.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 48: Predimensionamiento de Losas aligeradas.

PAÑO	Luz (m)	1 Extremo continuo	2 Extremos continuos	CONSIDERADO
P1	2.80	0.15	0.13	**0.20**
P2	3.80	0.21	0.18	**0.20**
P3	3.60	0.19	0.17	**0.20**
P4	2.45	0.13	0.12	**0.20**
P5	2.57	0.14	0.12	**0.20**
P6	2.80	0.15	0.13	**0.20**
P7	3.80	0.21	0.18	**0.20**
P8	3.60	0.19	0.17	**0.20**
P9	2.45	0.13	0.12	**0.20**
P10	2.57	0.14	0.12	**0.20**

Fuente: Elaboración propia.

Para uniformizar medidas se elige usar losa aligerada de 20 cm, la cual presenta las siguientes características.

$$b = 0.40\,m$$

$$bw = 0.10\,m$$

$$hf = 0.05\,m$$

$$H = 0.20\,m$$

$$Recubrimiento = 0.02\,m$$

$$f'c = 210\,kgf/cm2$$

$$fy = 4200\,kgf/cn2$$

$$d = 0.17\,m$$

Se realizó un metrado de cargas teniendo en cuenta la Norma E.020, en la cual indica el peso de la losa aligerada de 20cm, siendo este 300 kgf/m2

Se considera además un peso de acabados de 100 kgf/m2.

La carga viva actuante en la losa es de 100 kgf/m2, esto debido a que es un techo no inclinado.

$$CM = 300\,kgf/m2 + 100\,kgf/m2$$

$$CM = 400\ kgf/m2$$

$$CV = 100\ kgf/m2$$

Para el modelado se trabaja con una vigueta, es por ello que se debe llevar las convertir las cargas a distribuidamente lineales, para ello se multiplica por el ancho tributario de una vigueta, el cual es 0.40 m.

$$Ancho\ de\ vigueta = 0.40\ m$$

$$CM = 400\ kgf/m2 * 0.40\ m$$

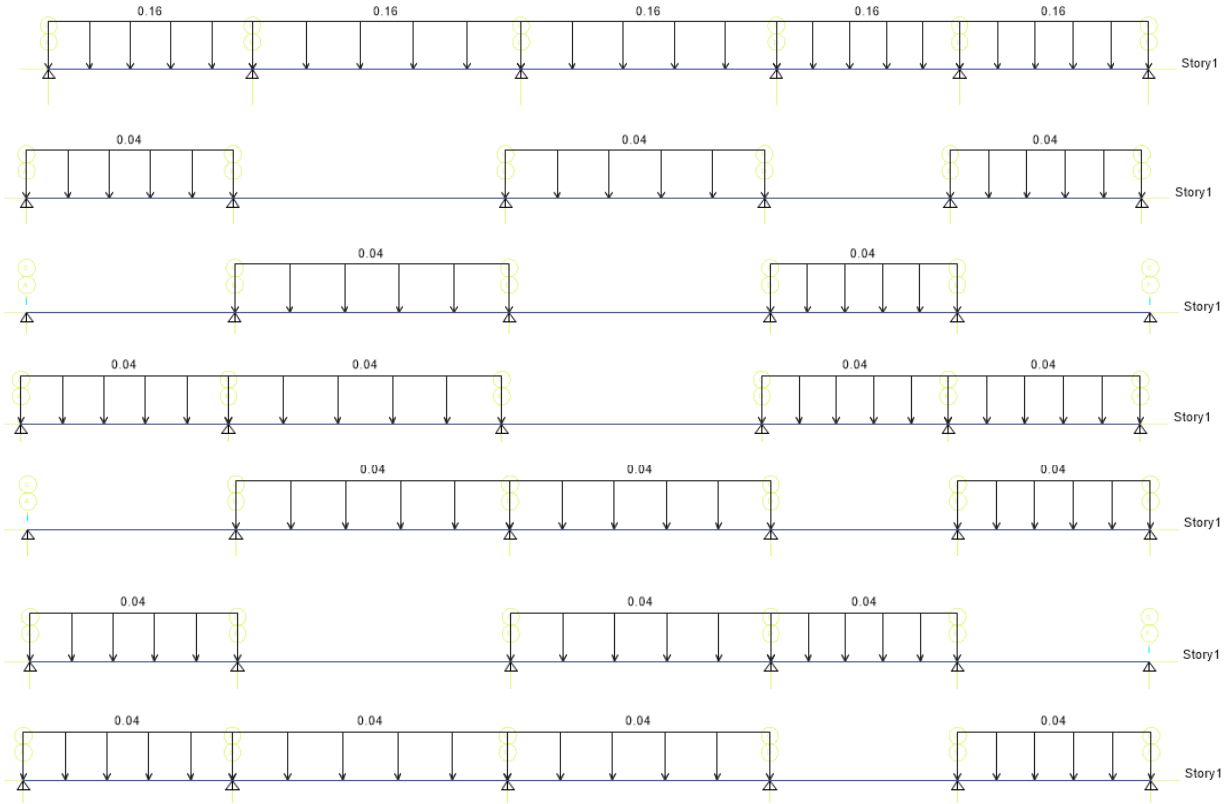
$$CM = 160\ kgf/m2$$

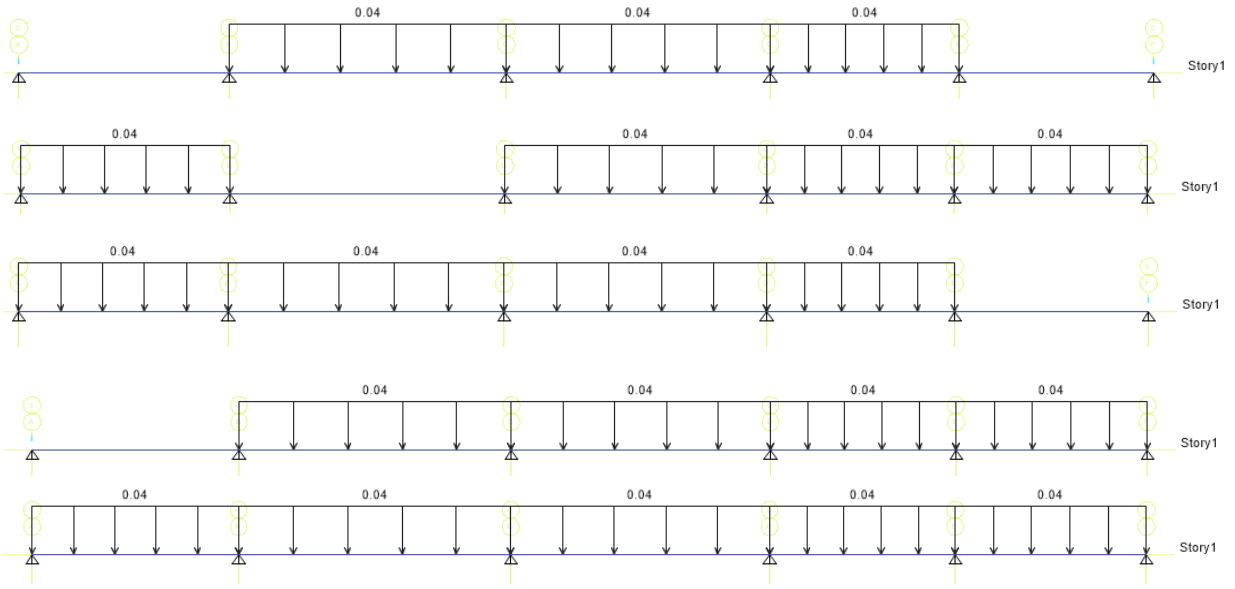
$$CV = 100\ kgf/m2 * 0.40\ m$$

$$CM = 40\ kgf/m2$$

En el programa Etabs modelamos la vigueta teniendo en cuenta también la alternancia de cargas vivas.

Ilustración 58: Alternancia de cargas para losas aligeradas.

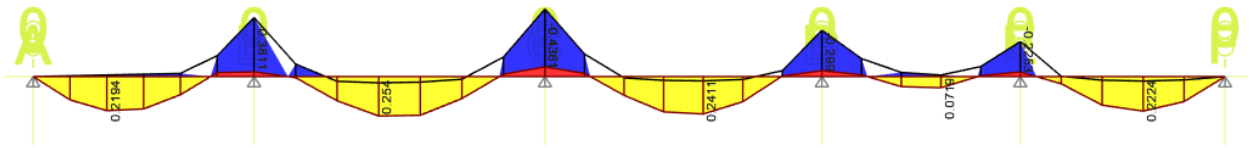




Fuente: Elaboración propia.

Se aplica una envolvente para todas las combinaciones con cada una de las cargas vivas (1.4 CM + 1.7 CV).

Ilustración 59: Momentos últimos actuantes en la vigueta evaluada.

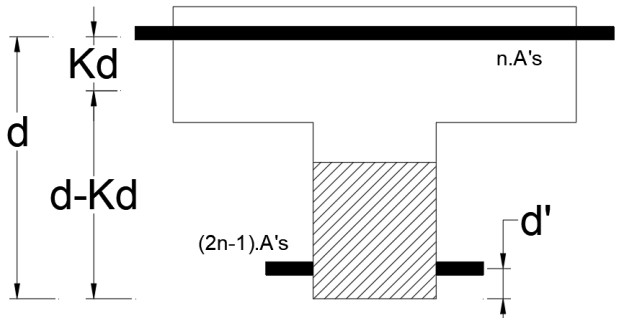


Fuente: Elaboración propia.

Se procede a realizar el diseño por flexión en las vigas teniendo en cuenta las dimensiones y especificaciones de la viga T, las cuales indican que:

Para ala en tracción (Nudos)

Ilustración 60: Sección transformada de nudo en vigueta.



Fuente: Elaboración propia.

La longitud de b a tomar en cuenta para el diseño de vigueta es el ancho del alma, la cual se encuentra en compresión.

El acero mínimo de la vigueta será:

$$As\ min = 0.7 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy} * b * d$$

$$donde\ b = minimo\ (b; 2bw)$$

$$b = \min(40; 20)$$

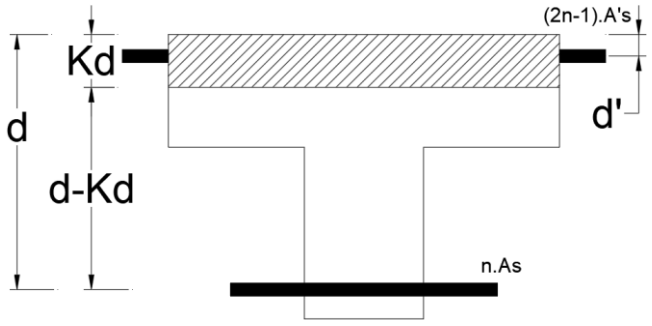
$$b = 20\ cm$$

$$As\ min = 0.7 * \frac{\sqrt{210\frac{kgf}{cm2}}}{4200\frac{kgf}{cm2}} * 20.00\ cm * 17.37\ cm$$

$$As\ min = 0.84\ cm2$$

Para ala en compresión (Claro)

Ilustración 61: Sección transformada de claro en vigueta.



Fuente: Elaboración propia.

La longitud de b a tomar en cuenta para el diseño de vigueta es el ancho de las almas (40 cm), la cual se encuentra en compresión.

El acero mínimo de la vigueta será:

$$As\ min = 0.7 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy} * bw * d$$

$$As\ min = 0.7 * \frac{\sqrt{210\frac{kgf}{cm2}}}{4200\frac{kgf}{cm2}} * 10.00\ cm * 17.37\ cm$$

$$As\ min = 0.42\ cm2$$

Tabla 49: Diseño por flexión de Losa aligerada.

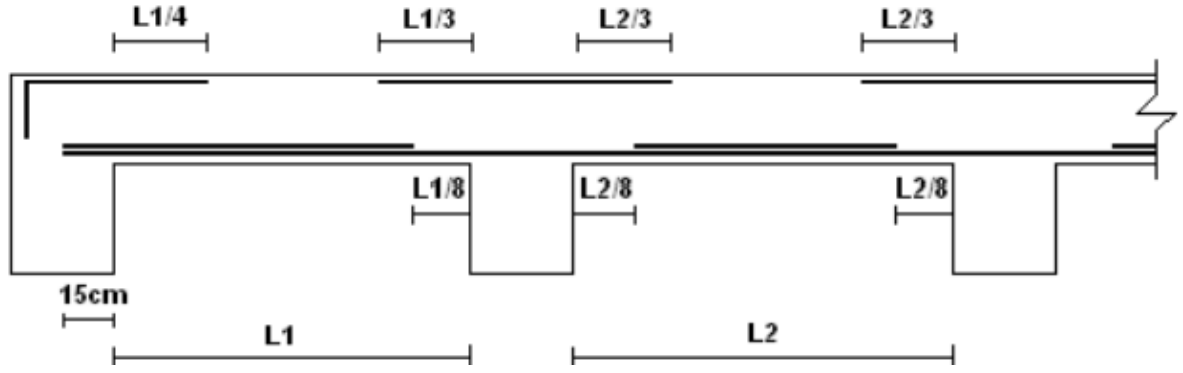
Momentos actuantes											
Mu (-)	0.11 tonf.m		0.38 tonf.m		0.44 tonf.m		0.30 tonf.m		0.22 tonf.m		0.11 tonf.m
Mu (+)		0.22 tonf.m		0.25 tonf.m		0.24 tonf.m		0.07 tonf.m		0.22 tonf.m	
Cálculo de "a"	0.40 cm		1.4 cm		1.7 cm		1.1 cm		0.8 cm		0.4 cm
		0.20 cm		0.23 cm		0.22 cm		0.06 cm		0.20 cm	
Cálculo de acero											
As (-)	0.17 cm2		0.60 cm2		0.70 cm2		0.47 cm2		0.34 cm2		0.17 cm2
As (+)		0.34 cm2		0.38 cm2		0.37 cm2		0.11 cm2		0.34 cm2	
Acero mínimo											
As (-)	0.84 cm2		0.84 cm2		0.84 cm2		0.84 cm2		0.84 cm2		0.84 cm2
As (+)		0.42 cm2		0.42 cm2		0.42 cm2		0.42 cm2		0.42 cm2	
Acero a evaluar											
As (-)	0.84 cm2		0.84 cm2		0.84 cm2		0.84 cm2		0.84 cm2		0.84 cm2
As (+)		0.42 cm2		0.42 cm2		0.42 cm2		0.42 cm2		0.42 cm2	

Fuente: Elaboración propia.

El acero a utilizar en los nudos será varillas de acero corrugado de 1/2" de diámetro; por otro lado, en el claro se utilizará varillas de acero corrugado de 3/8".

El refuerzo positivo se colocará a lo largo de toda la vigueta, y el refuerzo negativo se ubicará de manera de bastones, los cuales corresponderán a las siguientes limitaciones:

Ilustración 62: Detalle bastones losa aligerada



Fuente: Elaboración propia.

Se colocará en sentido transversal refuerzo por contracción y temperatura el cual corresponde a:

$$\rho t = 0.0018$$

$$Ast = \rho t . b . h$$

Se evalúa para una franja de un metro y se determina el espaciamiento a través del uso de varillas de 1/4".

$$Ast = 0.0018 * 100 * 5$$

$$Ast = 0.90\ cm$$

$$s = 35.60\ cm$$

Sin embargo, la Norma Técnica Peruana limita el espaciamiento a:

$$s\,max = 5\ hf = 5 * 0.05\ m = 0.25\ m$$

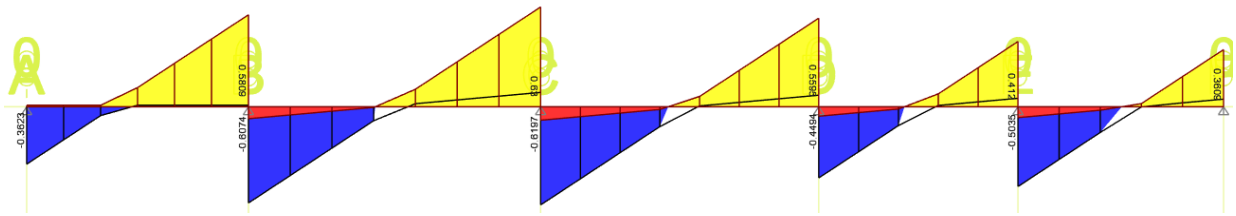
$$s\,max = 0.40\ m$$

Entonces el refuerzo por contracción y temperatura sería:

$$1\ \emptyset\ 1/4"@\ 0.25\ m$$

Para el diseño por corte, se extrae el cortante actuante ultimo (Vu), del análisis de la vigueta:

Ilustración 63: Fuerzas cortantes actuantes en vigueta.



Fuente: Elaboración propia.

Se determina si el concreto de la vigueta logra absorber el cortante actuante, para ello es necesario conocer el Vc, el cual se halla:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d * 1.10$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{210 \frac{kgf}{cm2}} * 10.00\ cm * 17.37\ cm * 1.10$$

$$Vc = 1.47\ tonf$$

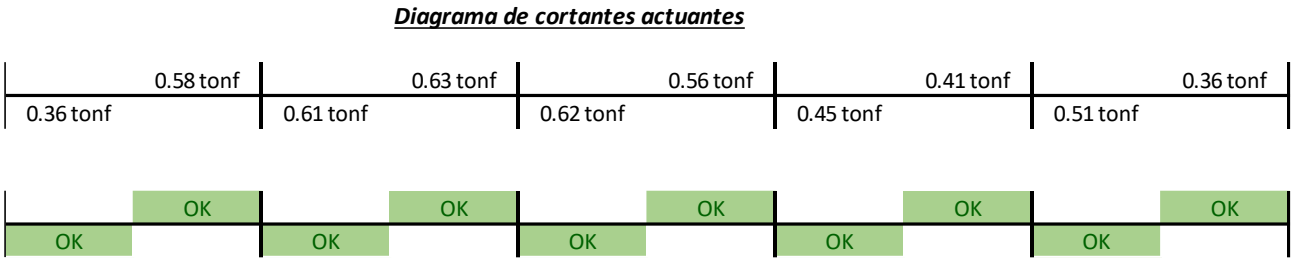
$$\emptyset Vc = 0.85 * 1.47\ tonf$$

$$\emptyset Vc = 1.25\ tonf$$

Se comprueba en todos los tramos que:

$$Vu < \emptyset\, Vc$$

Ilustración 64: Evaluación de fuerzas cortantes,



Fuente: Elaboración propia.

Esto comprueba que la sección elegida cumple con los requerimientos por corte.

3.7.4.9 Diseño de cimentación

Para la cimentación según los parámetros indicados en la norma, las características del suelo y de las edificaciones se determinó el uso de zapatas conectadas, esto con el fin de soportar las cargas y transmitirlas al suelo sin superar la capacidad portante del suelo y además tener una cimentación rígida que evite asentamientos diferenciales.

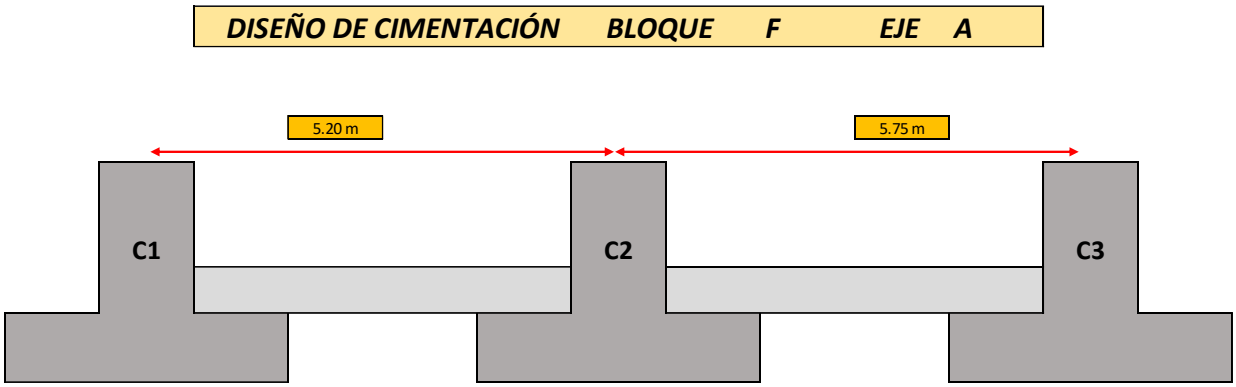
Como primer paso se extrajo las cargas actuantes en las columnas por el programa ETABS v2018 para poder dimensionar la zapata correctamente. Se trabajó por ejes, esto con el fin de realizar un análisis correcto considerando la redistribución de esfuerzos que se genera al conectarlas mediante una viga.

Tabla 50: Fuerzas actuantes en zapata a diseñar.

STORY	COLUMN	UNIQUE NAME	OUTPUT CASE	CASE TYPE	STATION	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Element	Elem station
Story1	C3	1	CV	LinStatic	0	-0.4724	-0.0051	-0.0884	-1.30E-03	-0.1328	-0.0129	1	0
Story1	C3	1	SxE	LinStatic	0	0.6951	0.9328	0.0554	-0.0086	0.1373	2.5462	1	0
Story1	C3	1	SyE	LinStatic	0	0.6326	0.0806	0.97	0.0264	2.4101	0.2136	1	0
Story1	C3	1	CM+DEAD	Combinatio	0	-4.4782	-0.121	-0.5045	-6.80E-03	-0.751	-0.1969	1	0
Story1	C1	2	CV	LinStatic	0	-1.2904	-0.0025	-0.027	-1.30E-03	-0.0466	-0.0047	2	0
Story1	C1	2	SxE	LinStatic	0	0.6213	0.9414	0.0711	-0.0086	0.1593	2.5883	2	0
Story1	C1	2	SyE	LinStatic	0	-0.0792	0.0064	1.2532	0.0264	2.8074	0.0176	2	0
Story1	C1	2	CM+DEAD	Combinatio	0	-9.0116	-0.0779	-0.1478	-6.80E-03	-0.2505	-0.1127	2	0
Story1	C34	12	CV	LinStatic	0	-0.5311	0.0024	0.1043	-1.30E-03	0.1377	0.0072	12	0
Story1	C34	12	SxE	LinStatic	0	0.6668	0.9839	0.0541	-0.0086	0.1354	2.6809	12	0
Story1	C34	12	SyE	LinStatic	0	-0.5452	-0.075	0.9415	0.0264	2.3701	-0.1982	12	0
Story1	C34	12	CM+DEAD	Combinatio	0	-4.8324	-0.0817	0.6092	-6.80E-03	0.8114	-0.0919	12	0

Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 65: Diseño de zapatas.



b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	4.48	Tnf
PL=	0.47	Tnf
Dirección Longitudinal		
MD=	-0.75	Tnf-m
ML=	-0.13	Tnf-m
MS=	2.41	Tnf-m
PS=	-0.63	Tnf
Dirección Transversal		
MD=	-0.20	Tnf-m
ML=	-0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.70	Tnf

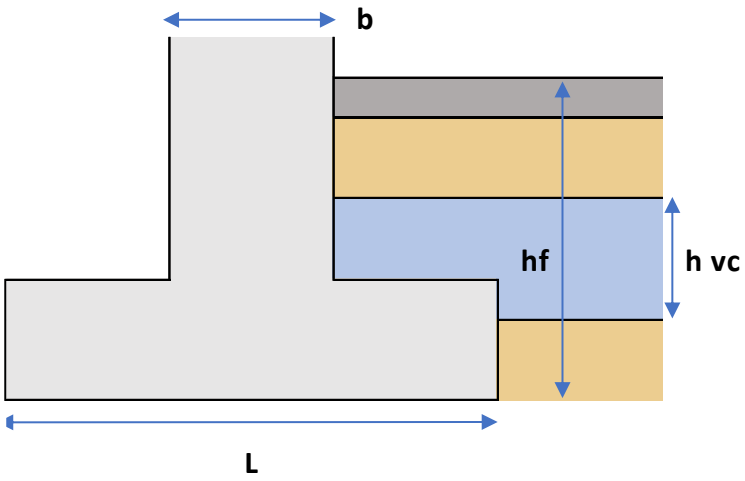
b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	9.01	Tnf
PL=	1.29	Tnf
Dirección Longitudinal		
MD=	-0.25	Tnf-m
ML=	-0.05	Tnf-m
MS=	2.81	Tnf-m
PS=	0.08	Tnf
Dirección Transversal		
MD=	-0.11	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.62	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	4.83	Tnf
PL=	0.53	Tnf
Dirección Longitudinal		
MD=	0.81	Tnf-m
ML=	0.14	Tnf-m
MS=	2.37	Tnf-m
PS=	0.55	Tnf
Dirección Transversal		
MD=	-0.09	Tnf-m
ML=	0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.67	Tnf

Fuente: Elaboración propia.

Los datos para la evaluación de la cimentación son:

Ilustración 66: Perfil de zapata a evaluar.



Fuente: Elaboración propia.

$$\sigma t = 0.93 \text{ kgf/cm2}$$

$$\mathrm{Kc} = 1446.67\ \mathrm{tnf/m3}$$

$$\mathrm{f'c} = 210\ \mathrm{kgf/cm2}$$

$$\mathrm{fy} = 4200\ \mathrm{kgf/cm2}$$

$$\mathrm{hf} = 1.35\ \mathrm{m}$$

$$\mathrm{S/C} = 400\ \mathrm{kgf/m2}$$

Se procede a calcular el esfuerzo neto del suelo tanto como cuando no hay, como cuando si lo hay, para ello se descuenta el peso del terreno, de la zapata y la sobrecarga actuante en la cimentación, y para el caso del sismo se multiplica por 1.3 la capacidad portante del suelo.

- Cuando no hay sismo.

$$\sigma\mathrm{neto} = \sigma\mathrm{t} - \mathrm{S/C} - \mathrm{hf} * 2\ \mathrm{tnf/m2}$$

$$\sigma\mathrm{neto} = 9.30\ \mathrm{tnf/m2} - 0.4\ \mathrm{tnf/m2} - 1.35 * 2\ \mathrm{tnf/m2}$$

$$\sigma\mathrm{neto} = 6.20\ \mathrm{tnf/m2}$$

- Cuando si hay sismo

$$\sigma\mathrm{neto} = \sigma\mathrm{t} * 1.3 - \mathrm{S/C} - \mathrm{hf} * 2\ \mathrm{tnf/m2}$$

$$\sigma\mathrm{neto} = 9.30\ \mathrm{tnf/m2} * 1.3 - 0.4\ \mathrm{tnf/m2} - 1.35 * 2\ \mathrm{tnf/m2}$$

$$\sigma\mathrm{neto} = 8.99\ \mathrm{tnf/m2}$$

El siguiente paso es predimensionar los elementos estructurales, para la viga de cimentación se predimensionó usando la relación $h = Lv/7$, con la cual se asegura una viga rigida con capacidad de evitar asentamientos diferenciales y evitar la rotación en los elementos.

$$h = \frac{5.00}{7} \approx 0.70m$$

Para el dimensionamiento de la base se determinó que las columnas estén embebidas en las vigas, es por ello que teniendo columnas de 0.35 * 0.35m, el ancho de la base de la viga final es 0.40m.

$$b = 0.40\ m$$

Para el dimensionamiento de las zapatas, se determinó mediante la presión que se ejerce en el suelo por la carga viva y carga muerta.

$$Az = \frac{(PD + PV)}{\sigma \text{ neto}}$$

$$Az = \frac{(9.01\ tnf + 1.29\ tnf)}{6.20\ \text{tnf/m2}}$$

$$Az = \frac{(10.30\ tnf)}{6.20\ \text{tnf/m2}}$$

$$Az = 1.66\ m2$$

Al tener una zapata cuadrada, se determinó los lados mediante la raíz del área zapata.

$$b, h = \sqrt{1.66\ m2}$$

$$b, h \approx 1.30\ m$$

Teniendo las dimensiones procedemos a realizar la verificación en las diferentes combinaciones, las cuales son:

Cargas de gravedad (sin sismo)

Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo

Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo

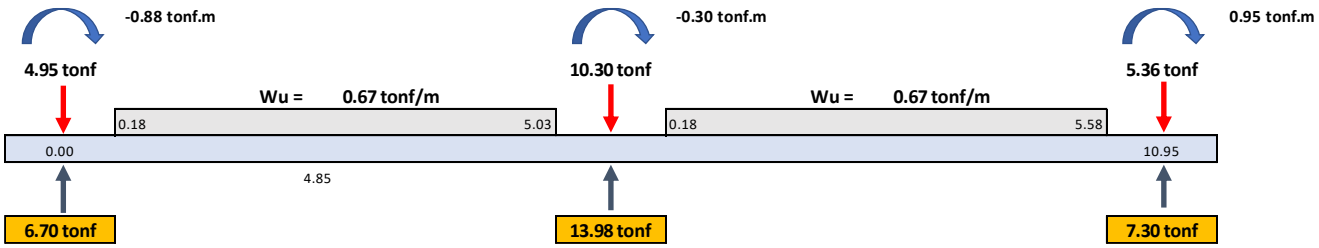
Cargas de gravedad + sismo transversal positivo

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo

Para el primer caso se evalúa el eje con sus cargas actuantes por gravedad (sin considerar sismos), estos esfuerzos son los producidos por cargas vivas y muertas.

Ilustración 67: Fuerzas resultantes en viga equivalente.

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Fuente: Elaboración propia.

Se resuelve la viga y se determina las reacciones las cuales ya incluyen el sismo longitudinal es por ello que al momento de determinar los esfuerzos en la zapata consideraremos los producidos por la reacción y por los momentos transversales.

$$\sigma 1,2 = \frac{R}{BL} \pm \frac{6MT}{B^2 L}$$

Para la zapata interior se determina:

$$\sigma 1,2 = \frac{13.98\ tnf}{1.30m * 1.30m} \pm \frac{6 * -0.12\ tnf.m}{1.30^2\ m * 1.30\ m}$$

$$\sigma 1,2 = 8.27 \frac{tnf}{m2} \pm (-0.32 \frac{tnf}{m2})$$

$$\sigma 1 = 8.27 \frac{tnf}{m2} + (-0.32 \frac{tnf}{m2})$$

$$\sigma 1 = 7.95\ \frac{tnf}{m2}$$

$$\sigma 2 = 8.27 \frac{tnf}{m2} - (-0.32 \frac{tnf}{m2})$$

$$\sigma 2 = 8.59\ \frac{tnf}{m2}$$

Como se aprecia los esfuerzos resultantes son mayores que el esfuerzo neto es por ello que se redimensiono la zapata con lados de 1.60m y recalculó.

$$\sigma 1,2 = \frac{13.98\ tnf}{1.60m * 1.60m} \pm \frac{6 * -0.12\ tnf.m}{1.60^2\ m * 1.60\ m}$$

$$\sigma 1,2 = 5.46\ \frac{tnf}{m2} \pm (-0.17 \frac{tnf}{m2})$$

$$\sigma 1 = 5.46\ \frac{tnf}{m2} + (-0.17 \frac{tnf}{m2})$$

$$\sigma 1 = 5.29\ \frac{tnf}{m2}$$

$$\sigma 2 = 5.46\ \frac{tnf}{m2} - (-0.17 \frac{tnf}{m2})$$

$$\sigma 2 = 5.63\ \frac{tnf}{m2}$$

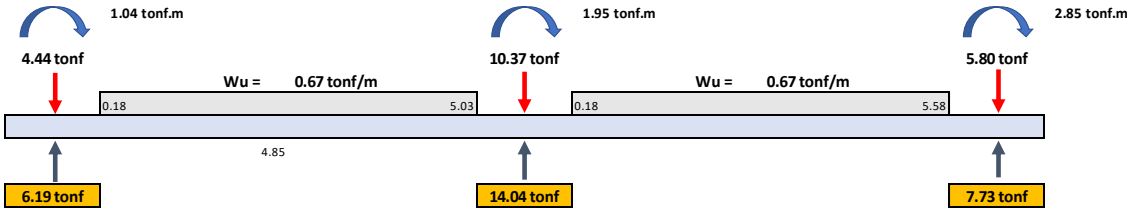
Con las ultimas dimensiones los esfuerzos son menores que el esfuerzo, siendo correcto el cálculo.

$$\sigma\ 1{,}2 < \sigma \text{ neto}$$

Se realiza el mismo proceso para cada una de las combinaciones:

Ilustración 68: Fuerzas resultantes para distintos casos de cargas a evaluar.

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	-0.21	Tnf-m
R2=	6.19	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.57	Tnf/m2
G2=	5.03	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.12	Tnf-m
R2=	14.04	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.31	Tnf/m2
G2=	5.66	Tnf/m2

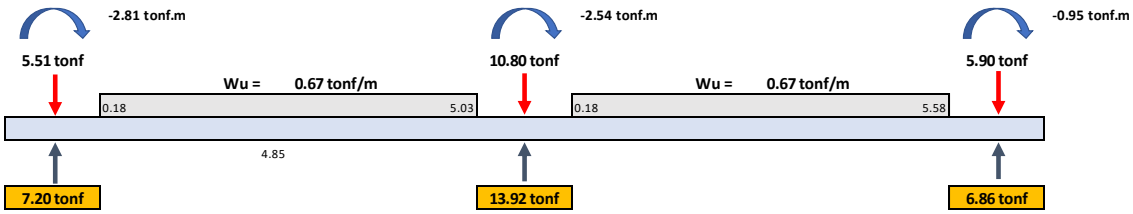
Zapata N3

MT=	-0.08	Tnf-m
R2=	7.73	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.08	Tnf/m2
G2=	5.66	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



Zapata N1

MT=	-0.21	Tnf-m
R2=	7.20	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.27	Tnf/m2
G2=	5.73	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.12	Tnf-m
R2=	13.92	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.26	Tnf/m2
G2=	5.61	Tnf/m2

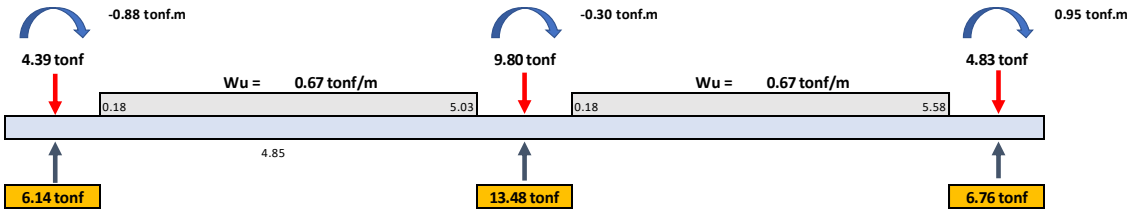
Zapata N3

MT=	-0.08	Tnf-m
R2=	6.86	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.47	Tnf/m2
G2=	5.06	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1

MT=	-0.21	Tnf-m
R2=	6.14	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.54	Tnf/m2
G2=	4.99	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.12	Tnf-m
R2=	13.48	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.10	Tnf/m2
G2=	5.44	Tnf/m2

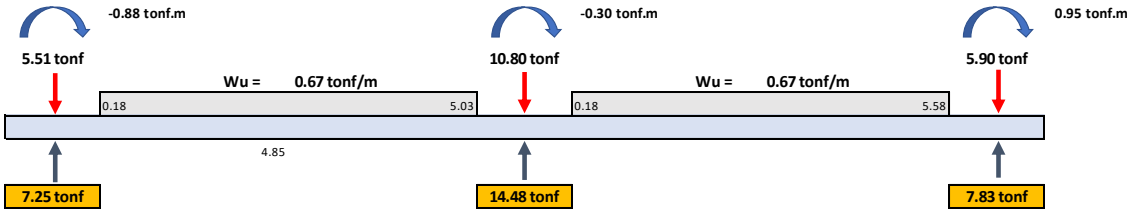
Zapata N3

MT=	-0.08	Tnf-m
R2=	6.76	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.40	Tnf/m2
G2=	4.99	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1

MT=	-0.21	Tnf-m
R2=	7.25	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.31	Tnf/m2
G2=	5.77	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.12	Tnf-m
R2=	14.48	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.48	Tnf/m2
G2=	5.83	Tnf/m2

Zapata N3

MT=	-0.08	Tnf-m
R2=	7.83	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.14	Tnf/m2
G2=	5.73	Tnf/m2

Fuente: Elaboración propia.

Al terminar de verificar cada combinación se elige la combinación en la cual se tienen los mayores esfuerzos para determinar los esfuerzos y cargas ultimas, en el caso de la zapata intermedia la combinación elegida es Cargas de gravedad + sismo transversal negativo.

$$Pu = 1.25 * PD + 1.25 * PL - PS\ trans$$

$$Mu\ long = 1.25 * MD\ long + 1.25 * ML\ long$$

$$Mu\ trans = 1.25 * MD\ trans + 1.25 * ML\ trans - MS\ trans$$

$$Pu = 1.25 * 9.01\ tnf + 1.25 * 1.29\ tnf - (-0.62\ tnf)$$

$$Pu = 13.50\ tnf$$

$$Mu\ long = 1.25 * (-.25\ tnf.m) + 1.25 * (0.05\ tnf.m)$$

$$Mu\ long = -0.37\ tnf.m$$

$$Mu\ trans = 1.25 * (-0.11) + 1.25 * (0.01) - (0.00)$$

$$Mu\ trans = -0.15\ tnf.m$$

Se evalúa los esfuerzos en las 4 esquinas de la zapata, teniendo:

$$\sigma 1,2,3,4 = \frac{R}{BL} \pm \frac{6ML}{L^2B} \pm \frac{6MT}{B^2L}$$

Se determina los esfuerzos últimos en el suelo para el diseño

$$\sigma 1 = 4.51\ Tnf/m2$$

$$\sigma 2 = 5.60\ Tnf/m2$$

$$\sigma 3 = 4.94\ Tnf/m2$$

$$\sigma 4 = 6.03\ Tnf/m2$$

Teniendo como esfuerzo último, con el cual se hará el diseño:

$$\sigma ud = 6.03\ Tnf/m2$$

Obtenido los datos para el diseño se procede con el dimensionamiento en altura:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

$$0.63\ m \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4 * \left(2173706.5 \frac{tnf}{m2}\right) * (0.13 * hz^3\ m4)}{1446.67 \frac{tnf}{m3} * 1.60\ m}}$$

$$0.08\ m \leq hz$$

$$Lv/2 \leq hz$$

$$0.63/2 \leq hz$$

$$0.31 \ \leq hz$$

Se determinó la altura de la Zapata hz=0.50 m, cumpliendo los requerimientos.

Se hace la verificación por fuerza cortante por flexión, esto con el fin de comprobar que la altura elegida sea la correcta para el resistir el corte actuante.

La fuerza cortante resistida por el concreto debe ser superior a la actuante, la cual se evalúa a un peralte de distancia desde la columna, y se determina a partir de las dimensiones de la zapata y el esfuerzo neto del suelo.

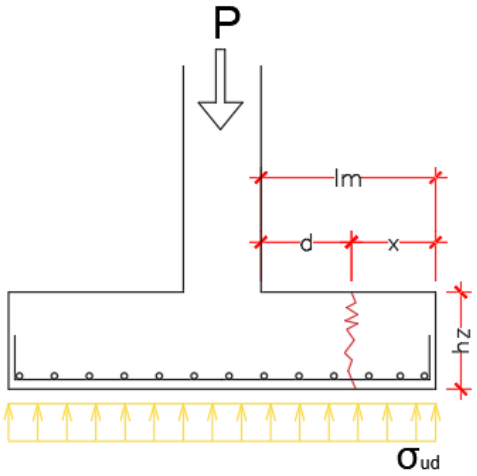
$$\emptyset \ \mathrm{Vc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * B * d$$

$$\emptyset \ \mathrm{Vc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 160 \ cm * 44 \ cm * 10^{-3}$$

$$\emptyset \ \mathrm{Vc} = 46.34 \ \mathrm{tnf}$$

Evaluamos la zapata en dirección longitudinal.

Ilustración 69: Evaluación de cortante en zapata, dirección longitudinal.



lm =	0.63 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	0.18 m
σud =	6.03 Tnf/m2
Vu =	1.75 Tnf
Ø Vc =	46.34 Tnf

Vu < ØVc

Fuente: Elaboración propia.

$$\mathrm{Vu} = \mathrm{x} * \mathrm{B} * \ \sigma \ \mathrm{ult}$$

$$\mathrm{Vu} = 0.18 \ \mathrm{m} * 1.60 \ \mathrm{m} * \ 6.03 \frac{\mathrm{tnf}}{\mathrm{m2}}$$

$$\mathrm{Vu} = 1.75 \ \mathrm{tnf}$$

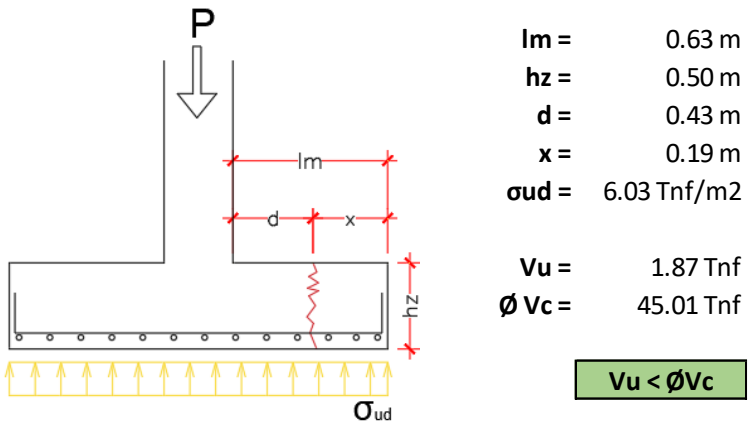
Se comprueba que:

$$Vu < \emptyset Vc$$

$$1.75\ tnf < 46.34\ tnf$$

Se realiza la misma verificación para la dirección transversal.

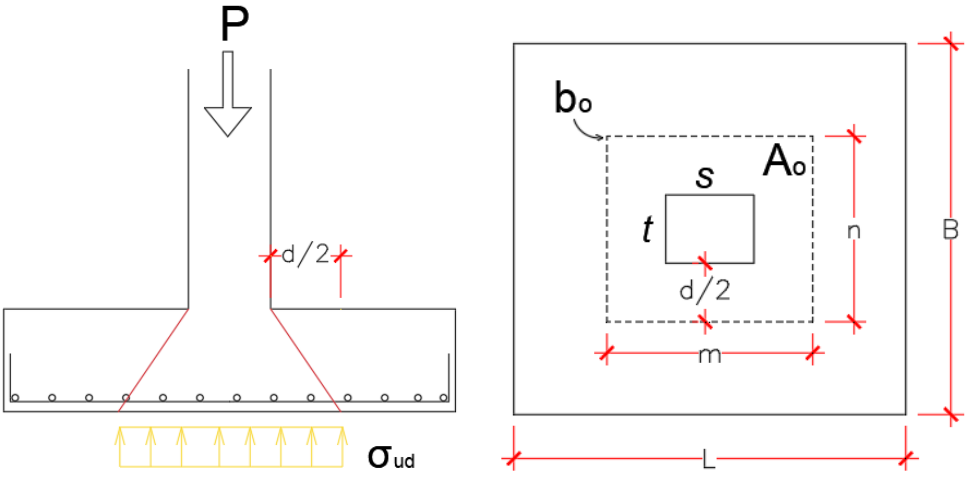
Ilustración 70: Evaluación de cortante en zapata, dirección transversal



Fuente: Elaboración propia.

Se realiza la verificación por fuerza cortante por punzonamiento determinando un área de efectiva de punzonamiento y el perímetro de esta la cual se determina:

Ilustración 71: Evaluación de punzonamiento en zapata.



Fuente: Elaboración propia.

$$m = s + d = 0.35m + 0.44m = 0.79\ m$$

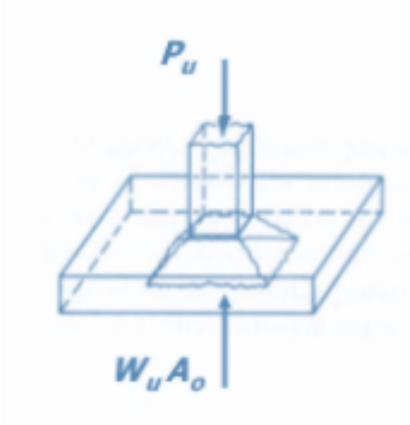
$$n = t + d \ = 0.35m + 0.44m = 0.79\ m$$

$$Ao = m * n = 0.63\ m2$$

$$bo = 2m + 2n = 3.17\ m$$

Se determina el cortante por punzonamiento a partir de la carga ultima actuante, el área de punzonamiento y el esfuerzo ultimo de diseño.

Ilustración 72: Área de punzonamiento en zapata



Fuente: Elaboración propia.

$$Vup = Pu - \ \sigma u * Ao$$

$$Vup = 13.50\ tnf - 6.30\frac{tnf}{m2} * 0.63\ m2$$

Para determinar la cortante admisible del concreto se utilizó:

$$\emptyset\ Vcp1 = 0.85 * \left(0.53 + \frac{1.1}{bc}\right) * \sqrt{f'c} * bo * d$$

$$\emptyset\ Vcp1 = 0.85 * \left(0.53 + \frac{1.1}{35cm * 35cm}\right) * \sqrt{210\frac{kgf}{cm2}} * 317cm * 44\ cm * 10^{-3}$$

$$\emptyset\ Vcp1 = 274.68\ tnf$$

$$\emptyset\ Vcp2 = 1.1 * \sqrt{f'c} * bo * d$$

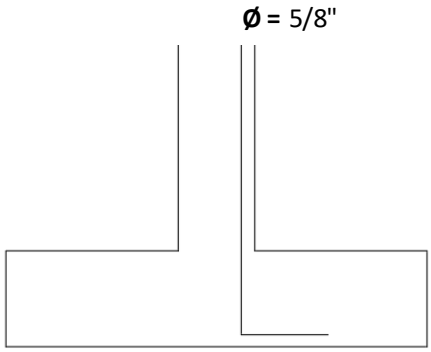
$$\emptyset\ Vcp2 = 1.1 * \sqrt{210} * 317\ cm * 44cm * 10^{-3}$$

$$\emptyset\, Vcp2 = 185.37\ tnf$$

$$Vu < \emptyset\, Vcp1{,}2$$

Otra verificación que se realiza es si la altura de la zapata cumple con la longitud de desarrollo a compresión de las barras de acero de la columna, es por ello que teniendo en consideración que la barra de mayor diámetro empleada en el diseño por flexión de las columnas es de 5/8", se procede a hallar la ldc.

Ilustración 73: Perfil zapata con acero de columna.



Fuente: Elaboración propia.

$$Ldc = 0.24 * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} * db$$

$$Ldc = 0.24 * \frac{420}{\sqrt{21}} * 1.59\ cm$$

$$Ldc = 34.97\ cm$$

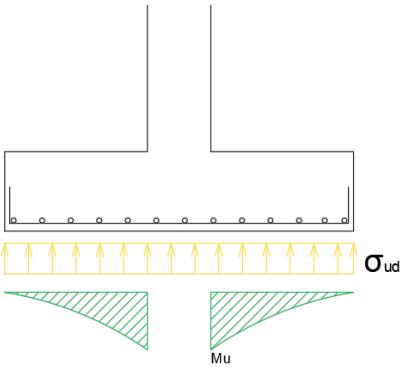
$$Ldc < hz$$

Teniendo las verificaciones realizadas, se procede a hallar el acero por flexión de la zapata, siguiendo los procedimientos anteriormente explicados.

Ilustración 74: Diseño por flexión de zapata.

8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



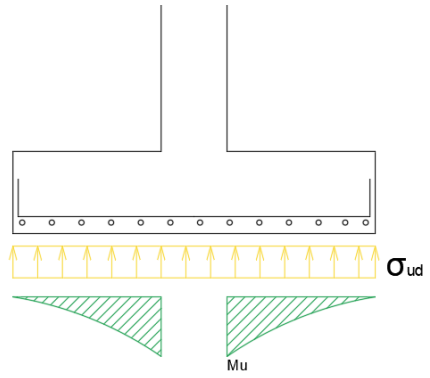
L =	1.60 m	Mu =	1.88 Tnf.m
B =	1.60 m	b =	1.60 m
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.63 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	14.40 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	6.03 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	11
Wu =	9.65 Tnf/m		
		s =	15.00 cm
Mu =	1.88 Tnf.m	s =	15.00 cm

a	As
8.87	1.25
0.18	1.13
0.17	1.13

Usar :

Usar 1/2" @ 0.15 m

DIRECCION TRANSVERSAL



L =	1.60 m	Mu =	1.88 Tnf.m
B =	1.60 m	L =	1.60 m
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.63 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	14.40 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	6.03 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	11
Wu =	9.65 Tnf/m		
		s =	15.00 cm
Mu =	1.88 Tnf.m	s =	15.00 cm

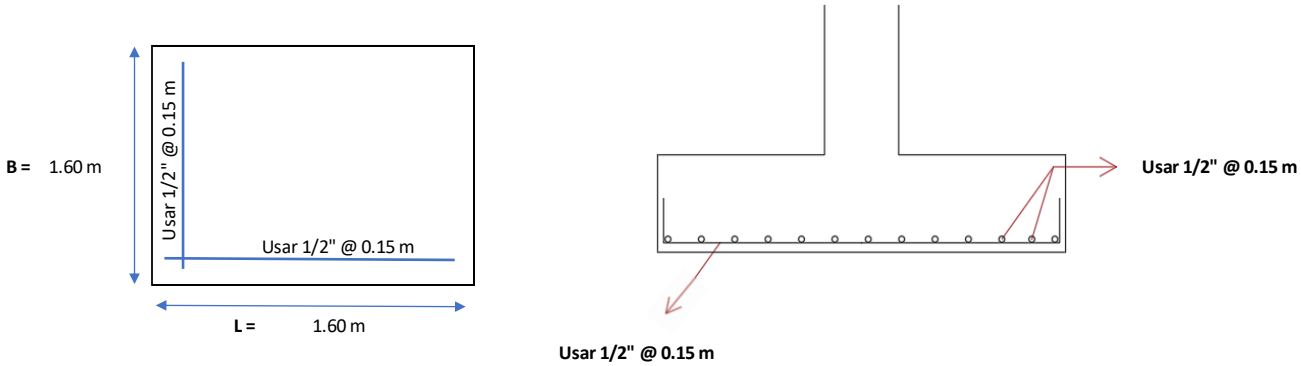
a	As
8.62	1.29
0.19	1.13
0.17	1.13

Usar :

Usar 1/2" @ 0.15 m

Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 75: Distribución final del refuerzo en zapata.



Fuente: Elaboración propia.

3.7.4.10 Diseño de plataforma deportiva

La plataforma deportiva se diseñará como un pavimento rígido, es por ello que realizaremos el método AASHTO, para ello extraemos los datos necesarios:

Tabla 51: Datos para el diseño de Losa deportiva.

Trafico x10¨5 EE	1.2
Mca(psi)	42
Subbase%	50
CBR %subrasante	10

Fuente: Elaboración propia

Para determinar la confiabilidad (R):

Cuadro 12.6
Valores recomendados de Nivel de Confiabilidad Para una sola etapa de diseño (10 ó 20 años) según rango de Tráfico

Tipo de Caminos	Trafico	Ejes equivalentes acumulados		Nivel de Confiabilidad (R)
Caminos de Bajo Volumen de Tránsito	T_{P0}	100,000	150,000	65%
	T_{P1}	150,001	300,000	70%
	T_{P2}	300,001	500,000	75%
	T_{P3}	500,001	750,000	80%
	T_{P4}	750 001	1,000,000	80%
Resto de Caminos	T_{P5}	1,000,001	1,500,000	85%
	T_{P6}	1,500,001	3,000,000	85%
	TP7	3,000,001	5,000,000	85%
	T_{P8}	5,000,001	7,500,000	90%
	T_{P9}	7,500,001	10'000,000	90%
	T_{P10}	10'000,001	12'500,000	90%
	T_{P11}	12'500,001	15'000,000	90%
	T_{P12}	15'000,001	20'000,000	95%
	T_{P13}	20'000,001	25'000,000	95%
	T_{P14}	25'000,001	30'000,000	95%
	T_{P15}	>30'000,000		95%

Fuente: Elaboración Propia, en base a datos de la Guía AASHTO'93

Recomienda 65%, sin embargo para mayor seguridad usamos 90 %

Tipo de tráfico: Tp0

R = 90 %

Para determinar la desviación estándar normal (Zr):

Cuadro 12.8
Coeficiente Estadístico de la Desviación Estándar Normal (Zr)
Para una sola etapa de diseño (10 ó 20 años)
Según el Nivel de Confiabilidad seleccionado y el Rango de Tráfico

Tipo de Caminos	Trafico	Ejes equivalentes acumulados		Desviación Estándar Normal (Zr)
Caminos de Bajo Volumen de Tránsito	T_{P0}	100,001	150,000	-0.385
	T_{P1}	150,001	300,000	-0.524
	T_{P2}	300,001	500,000	-0.674
	T_{P3}	500,001	750,000	-0.842
	T_{P4}	750 001	1,000,000	-0.842

Para una sola etapa de diseño de 20 años

Zr = -0.385

Para determinar la desviación estándar combinada (So)

e) *Desviación Estándar Combinada (So)*

La Desviación Estándar Combinada (So), es un valor que toma en cuenta la variabilidad esperada de la predicción del tránsito y de los otros factores que afectan el comportamiento del pavimento; como por ejemplo, construcción, medio ambiente, incertidumbre del modelo. La Guía AASHTO recomienda adoptar para los pavimentos flexibles, valores de So comprendidos entre 0.40 y 0.50, en el presente Manual se adopta para los diseños recomendados el valor de 0.45.

So = 0.45

Se adoptará So=0.45, por ser el valor recomendado por la normativa.

Se adoptará So=0.45, por ser el valor recomendado por la normativa.

Para la variación del índice de serviciabilidad presente (PSI), se halla mediante la diferencia de la serviciabilidad inicial y la serviciabilidad final.

SERVICIABILIDAD INICIAL (Ti) .-

Cuadro 12.10
Índice de Serviciabilidad Inicial (Pi)
Según Rango de Tráfico

Tipo de Caminos	Trafico	Ejes equivalentes acumulados		Índice de Serviciabilidad Inicial (Pi)
Caminos de Bajo Volumen de Tránsito	T_{P1}	150,001	300,000	3.80
	T_{P2}	300,001	500,000	3.80
	T_{P3}	500,001	750,000	3.80
	T_{P4}	750 001	1,000,000	3.80
Resto de Caminos	T_{P5}	1,000,001	1,500,000	4.00
	T_{P6}	1,500,001	3,000,000	4.00
	T_{P7}	3,000,001	5,000,000	4.00
	T_{P8}	5,000,001	7,500,000	4.00
	T_{P9}	7,500,001	10'000,000	4.00
	T_{P10}	10'000,001	12'500,000	4.00
	T_{P11}	12'500,001	15'000,000	4.00
	T_{P12}	15'000,001	20'000,000	4.20

SERVICIABILIDAD FINAL (Tf) .-

Cuadro 12.11
Índice de Serviciabilidad Final (Pt)
Según Rango de Tráfico

Tipo de Caminos	Trafico	Ejes equivalentes acumulados		Índice de Serviciabilidad Final (Pt)
Caminos de Bajo Volumen de Tránsito	T_{P1}	150,001	300,000	2.00
	T_{P2}	300,001	500,000	2.00
	T_{P3}	500,001	750,000	2.00
	T_{P4}	750 001	1,000,000	2.00
Resto de Caminos	T_{P5}	1,000,001	1,500,000	2.50
	T_{P6}	1,500,001	3,000,000	2.50
	T_{P7}	3,000,001	5,000,000	2.50
	T_{P8}	5,000,001	7,500,000	2.50
	T_{P9}	7,500,001	10'000,000	2.50
	T_{P10}	10'000,001	12'500,000	2.50
	T_{P11}	12'500,001	15'000,000	2.50

Ti = 3.80
Tf= 2.00

ΔPSI = 1.80

Para el valor de resistencia del concreto, según AASHTO se recomienda usar 280 kgf/cm2, sin embargo, al tener un tráfico solo de personas y considerarse casi irrelevante trabajaremos con un f'c de 210 kgf/cm2.

Valores Recomendados de Resistencia del Concreto
según rango de Tráfico

Rangos de Tráfico Pesado expresado en EE	Resistencia Mínima a la FlexoTracción del Concreto (MR)	Resistencia Mínima Equivalente a la Compresión del Concreto (F'c)
≤ 5'000,000 EE	40 kg/cm²	280 kg/cm²
> 5'000,000 EE ≤ 15'000,000 EE	42 kg/cm²	300 kg/cm²
> 15'000,000 EE	45 kg/cm²	350 kg/cm²

El módulo de elasticidad se determina a partir del f'c del concreto.

$$Ec = 21000 * \sqrt{f'c}$$

$$Ec = 21000 * \sqrt{210 \frac{kgf}{cm2}}$$

$$Ec = 304318.91\ kgf/cm2$$

$$Ec = 4 * 10^6\ PSI$$

El coeficiente de drenaje, se halla a partir de la calidad de drenaje, la cual se consideró para la losa deportiva un nivel regular.

Calidad de drenaje	% del tiempo en que el pavimento esta expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación			
	< 1%	1 a 5%	5 a 25%	> 25%
Excelente	1.25 - 1.20	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10
Bueno	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00
Regular	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90
Pobre	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80
Muy Pobre	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80 - 0.70	0.70

$$Cd = 1.10$$

El módulo de rotura, se determina a partir del f'c de la losa deportiva.

$$Mr = a * \sqrt{f'c}$$

$$Mr = 2 * \sqrt{210\ kgf/cm2}$$

$$Mr = 28.98\ kgf/cm2$$

$$Mr = 413.24\ PSI$$

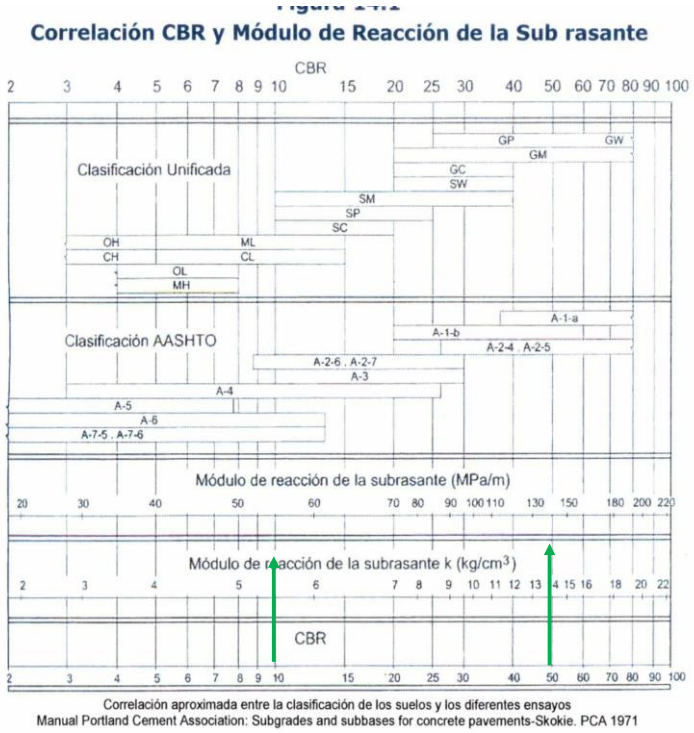
$$\Delta\ PSI = 1.80$$

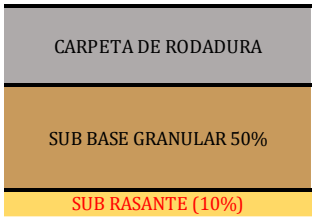
Asumiremos para el diseño, un pavimento con pasadores, Jc=2.8

Valores de Coeficiente de Transmisión de Carga J

TIPO DE BERMA	J			
	GRANULAR O ASFÁLTICA		CONCRETO HIDRÁULICO	
VALORES J	SI (con pasadores)	NO (sin pasadores)	SI (con pasadores)	NO (sin pasadores)
	3.2	3.8 – 4.4	2.8	3.8

El módulo de reacción de la sub rasante, se determina a partir del CBR de la subbase y de la subrasante agenciándonos del siguiente cuadro:





$$K_C = [1 + (h/38)^2 \times (K_1/K_0)^{20}]^{0.5} \times K_0$$

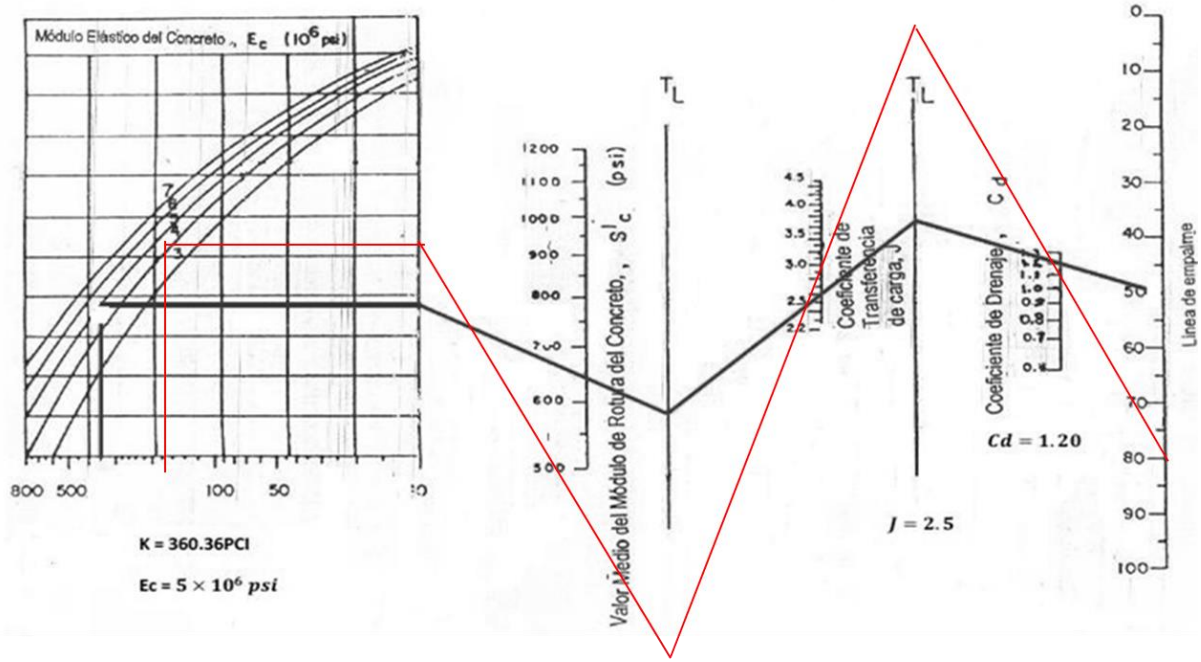
K1 (kg/cm³) : Coeficiente de reacción de la sub base granular
KC (kg/cm³) : Coeficiente de reacción combinado
K0 (kg/cm³) : Coeficiente de reacción de la subrasante
h : Espesor de la subbase granular

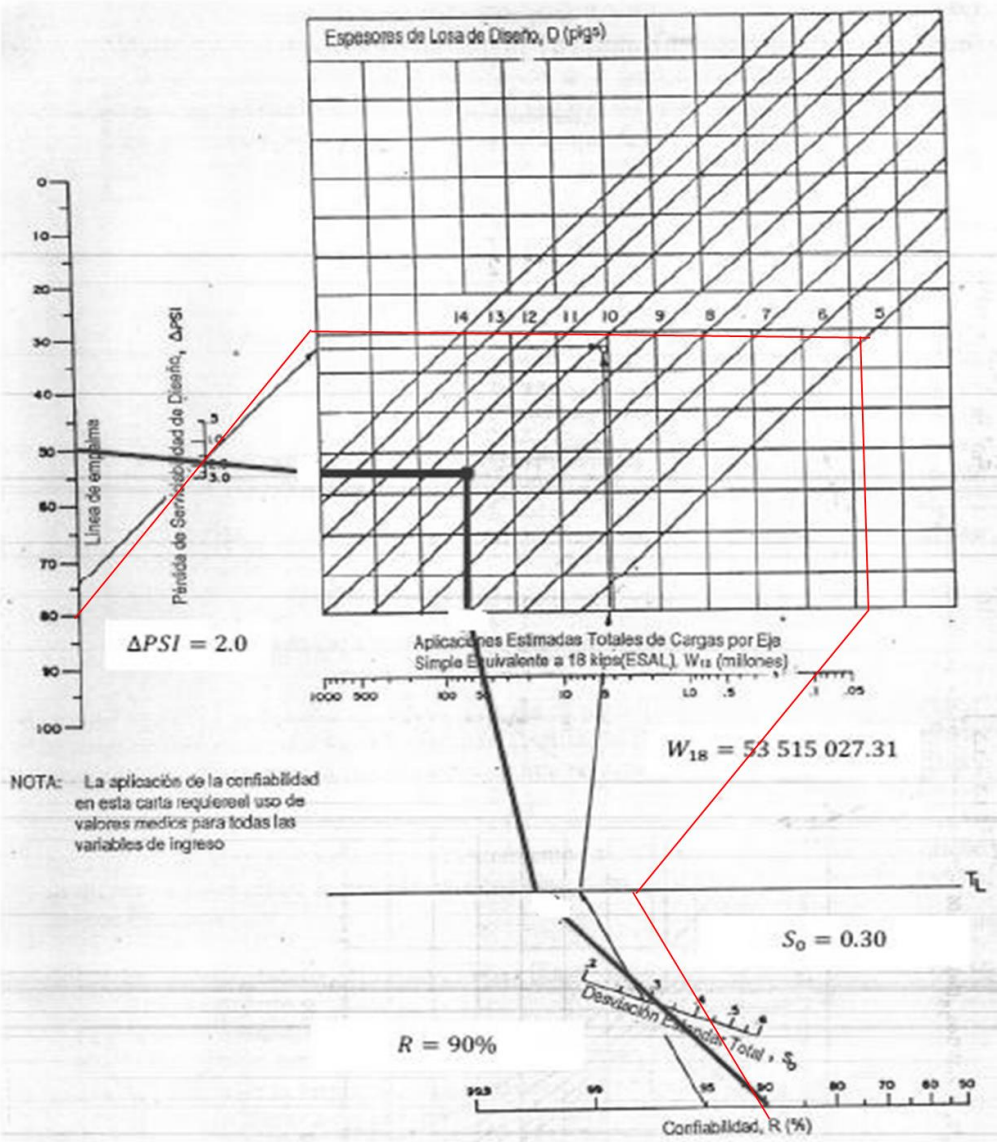
k1 = 14 kg/cm3
k0 = 5.6 kg/cm3

Asumiendo h = 10

K = 4.67 kg/cm3
K = 169.21 PCI

Teniendo todos los datos, ingresamos al nomograma en el cual nos dará como resultado el espesor de la losa deportiva.

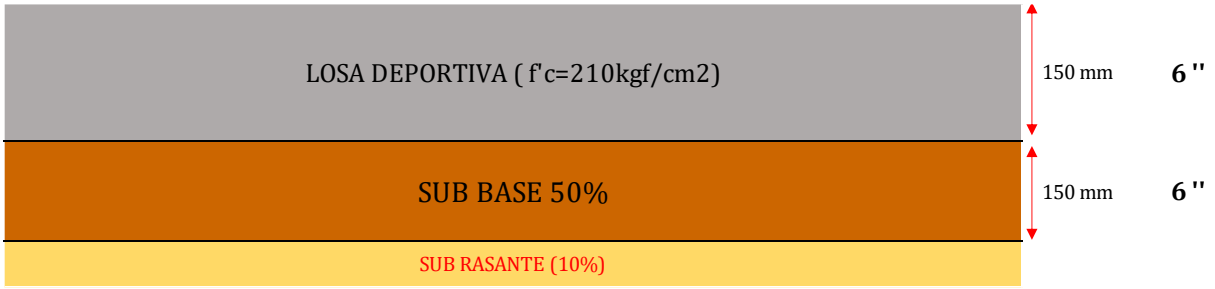




El análisis indica el espesor en pulgadas, teniendo como resultado 5", sin embargo, por consideraciones 15 cm (6")

Teniendo como disposición final

Ilustración 76: Sección transversal de losa deportiva.



Fuente: Elaboración propia

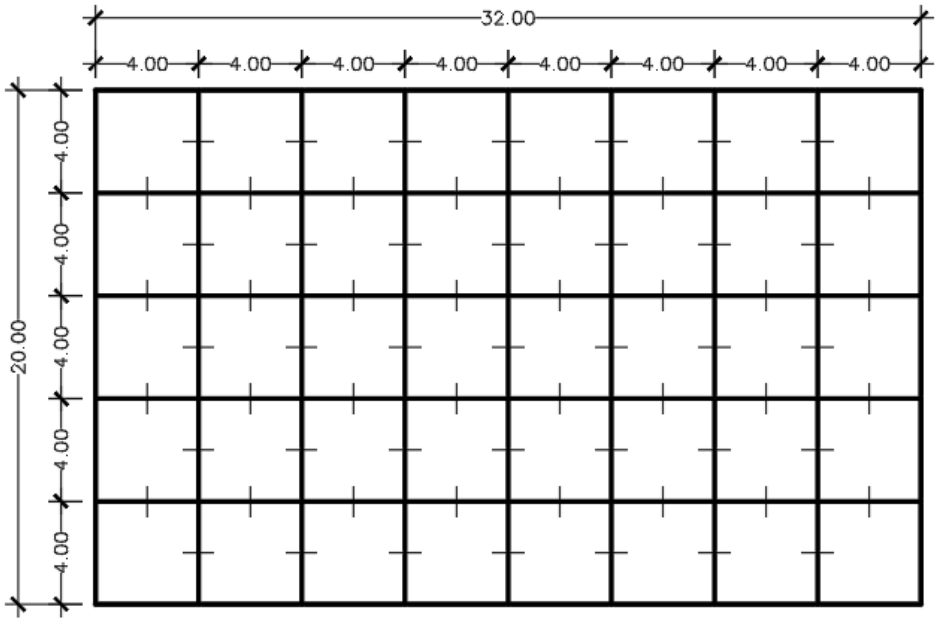
El espaciamiento máximo de las juntas o el tamaño máximo para los paños de losa se recomienda que se encuentre entre 24 y 36 veces el espesor de losa.

$$24\ espesor\ de\ losa\ =\ 24\ *\ 0.15\ m\ =\ 3.6\ m$$

$$36\ espesor\ de\ losa\ =\ 36\ *\ 0.15\ m\ =\ 5.4\ m$$

Tomando en cuenta las recomendaciones anteriores y las dimensiones de las losas deportivas las cuales son: 32.00 m * 24.00 m, se tomó como medidas de los paños 4.00 m * 4.00 m, obteniendo una distribución de los paños de la siguiente manera:

Ilustración 77: Distribución de paños en losa deportiva.



Fuente: Elaboración propia

3.7.4.11 Diseño de cisterna

Como primer paso se determina la dotación del proyecto la cual rige la normativa IS.010, en ella encontramos diferentes tipos de edificación cada una con su dotación diaria.

Tabla 52: Dotación para polideportivo.

PROYECTO	AREAS (m2)	DOTACION	VOLUMEN DE AGUA
GIMNASIO	275	30 Lts/día/m2	8250 Lts/dia
ADMINISTRACION	240	6 Lts/día/m2	1440 Lts/dia
KIOSKO / ALMACENERO	45.2	0.5 Lts/día/m2	22.6 Lts/dia
RESTAURANTE	314	40 Lts/día/m2	12560 Lts/dia
TRIBUNAS	896	1 Lts/día/asiento	896 Lts/dia
JARDINES	5200	2 Lts/día/m2	10400 Lts/dia

DOTACIÓN TOTAL	33,568.60 Lts/dia
DOTACIÓN TOTAL	33.57 m3/dia

Fuente: Elaboración propia

A partir de esta dotación hallamos el volumen necesario en la cisterna y tanque elevado.

$$V_{cisterna} = \frac{3}{4} Dot. \approx 25\ m3$$

$$V_{tanque\ elevado} = \frac{1}{3} Dot. \approx 11\ m3$$

Al volumen de cisterna se le debe agregar el volumen de agua contra incendios, ya que es un proyecto que tendrán gran afluencia de personas.

$$V_{total\ cisterna} = 25\ m3 + 25\ m3 = 50\ m3$$

Para el dimensionamiento de la cisterna se tomará por recomendación una altura libre de 0.65 m, además una altura útil de 1.80m.

Teniendo el volumen necesario de la cisterna y la altura útil, se determinó las medidas para el ancho y el largo siguiendo los siguientes parámetros:

$$A = \frac{2}{3L}$$

$$Vc = L * A * Hu$$

$$Vc = L * \frac{2}{3L} * Hu$$

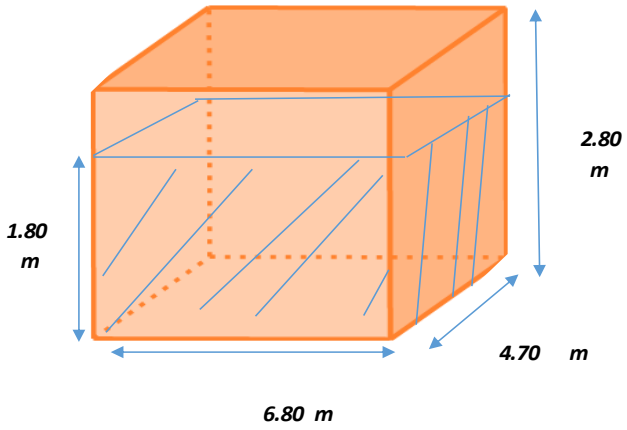
$$50\ m3 = L * \frac{2}{3L} * 1.80m$$

$$L = 6.47\ m \approx 6.50\ m$$

$$A = 4.31\ m \approx 4.40\ m$$

Idealizando la cisterna con paredes y tapa de espesor de 15 cm y losa de fondo con espesor de 20 cm, obtendremos las dimensiones externas las cuales son:

Ilustración 78: Dimensiones de cisterna.



Fuente: Elaboración propia.

Se determinó el caudal máximo probable a partir del método de Hunter, ubicando todos los aparatos sanitarios conectados a la red y plasmándolos por sus Unidades de Hunter

Tabla 53: Método de Hunter.

Metodo de Hunter

COCINA	cant.	U.H.	subtotal
LAVADERO	5	3	15

GIMNASIO	cant.	U.H.	subtotal
DUCHA	8	3	24
INODORO	6	2.5	15
URINARIO	3	3	9
LAVATORIO	4	1.5	6
			54

SALA DE JUEGOS	cant.	U.H.	subtotal
INODORO	14	2.5	35
URINARIO	6	3	18
LAVATORIO	6	1.5	9
			62

ADMINISTRACION	cant.	U.H.	subtotal
INODORO	9	2.5	22.5
URINARIO	5	3	15
LAVATORIO	5	1.5	7.5
			45

VESTUARIO (P2)	cant.	U.H.	subtotal
INODORO	7	2.5	17.5
LAVATORIO	4	1.5	6
			23.5

VESTUARIO (P3)	cant.	U.H.	subtotal
DUCHA	8	3	24
INODORO	5	2.5	12.5
URINARIO	4	3	12
			48.5

VESTUARIO (P1)	cant.	U.H.	subtotal
INODORO	7	2.5	17.5
URINARIO	6	3	18
LAVATORIO	6	1.5	9
			44.5

VESTUARIO (P4)	cant.	U.H.	subtotal
DUCHA	8	3	24
INODORO	5	2.5	12.5
URINARIO	4	3	12
			48.5

TOTAL:	341	UH

Qmds =	3.52	L/s

Fuente: Elaboración propia.

Se halló el diámetro de las tuberías de impulsión y succión según el caudal de bombeo el cual fue de: $Qb = 3.11\ L/s$.

Según recomendaciones de la Norma I.S.010 para un caudal de Bombeo de 3.11 L/s, se recomienda:

$$Ø\ Imp. = 50mm\ o\ 2"$$

$$Ø\ Succ. = 65mm\ o\ 2\ 1/2"$$

Por el método de Bresse:

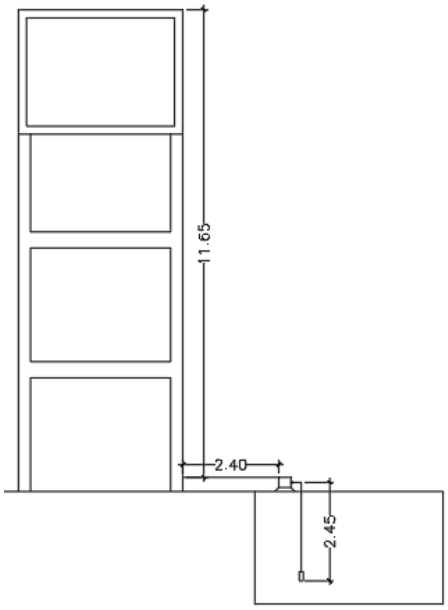
$$Ø\ Imp. = 28 * \sqrt{Qb}$$

$$Ø\ Imp. = 43.5\ mm\ \approx 50\ mm = 2"$$

$$Ø\ Succ. = 65mm\ o\ 2\ 1/2"$$

Se determinó las pedidas de carga de la línea que conecta con el tanque elevado con el fin de obtener la potencia de la bomba requerida para el sistema.

Ilustración 79: Perfil de sistema de bombeo.



Fuente: Elaboración propia.

Las perdidas primarias se determinaron a partir de la fórmula de Darcy-Weisbach:

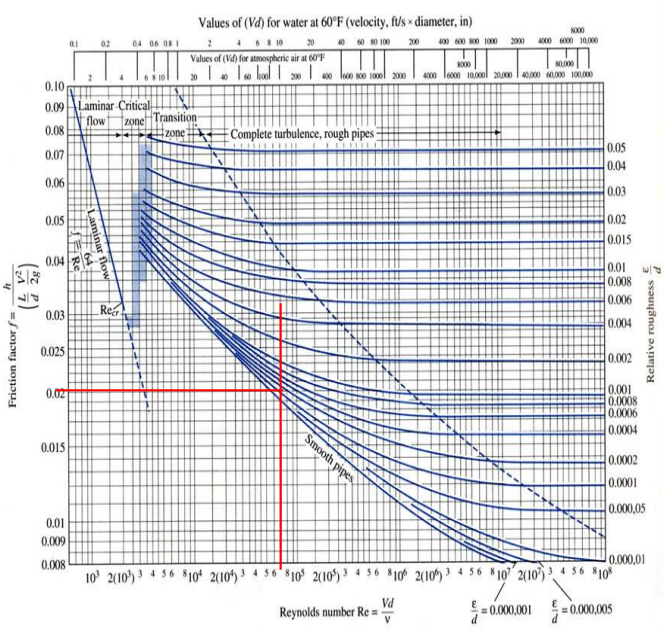
$$Hf = f * \left(\frac{L}{D}\right) * \left(\frac{v^2}{2g}\right)$$

El coeficiente de fricción fue hallado mediante el diagrama de Moody, en el cual introducimos los valores del fluido.

Ilustración 80: Diagrama de Moody

Perdidas primarias

p =	992	kg/m3
V =	1.5	m/s
Dh=	0.05	m
u =	1.01E-03	kg/m-s
e =	0.0015	mm
e/Dh =	0.00003	
Re =	7.38E+04	
f =	0.02	
Htotal =	16.5	m
Hf =	1.01	m



Fuente: Elaboración propia.

$$Hf = 0.02 * \left(\frac{16.5\ m}{0.05\ m}\right) * \left(\frac{1.5\frac{m}{s}^2}{2 * 9.81}\right)$$

$$Hf = 1.01\ m$$

Para las perdidas secundarias, las cuales dependen de las pérdidas que se produce en los accesorios sanitarios se hallaran a partir de un coeficiente asignados.

Accesorio	cant.	k	SUBTOTAL
Codo 90°	3	0.75	2.25
Valvula Compuerta	1	0.20	0.20
Valvula Check	1	2.50	2.50

TOTAL	4.95

$$hf = \sum K * \left(\frac{v^2}{2g}\right)$$

$$hf = 4.95 * \frac{\left(\left(1.5\frac{m}{s}\right)^2\right)}{2 * 9.81\, m/s2}$$

$$hf = 0.57\, m$$

Teniendo unas pérdidas totales de:

$$H = Hf + hf$$

$$H = 1.01\, m + 0.57\, m$$

$$H = 1.58\, m$$

La altura para la bomba es:

$$H\ bomba = 16.50\, m + 1.58\, m$$

$$H\ bomba = 18.08\, m$$

Para determinar la potencia de la bomba se utilizará

$$Pot\ bom = \frac{(Hb * p * g * Q)}{n}$$

$$Pot\ bom = \frac{\left(18.08\, m * 992\frac{kg}{m3} * 9.81 m/s2 * \left(1.5\frac{m}{s} * \left(\pi * (\frac{0.05m)^2}{4}\right)\right)\right)}{0.70}$$

$$Pot\ bom = 0.74\, Kw$$

$$Pot\ bomba\ \ a\ usar = 1.00\, Kw$$

Para el diseño estructural de las paredes de la cisterna, se evaluó la presión ejercida por el suelo y por la sobrecarga, no se consideró la presión del agua ya que el nivel freático no fue encontrado a esa profundidad.

Se hallar los coeficientes de empuje del suelo en reposo, según la Teoria de Rankine.

Angulo de friccion interna $\Phi = 12.63\ °$

$$Ko = 1 - sen\Phi$$

$$Ko = 1 - sen(12.63)$$

$$Ko = 0.781$$

$$Ka = Tan^2(45° - \Phi/2)$$

$$Ka = Tan^2(45° - 12.63/2)$$

$$Ka = 0.641$$

Para la sobrecarga, se estima una carga puntual al centro de la altura de la cisterna, que se halla a partir de la sobrecarga que soporta.

$$Lsh = qls * Ka * H$$

$$Lsh = 0.4\ tn/m2 * 0.641 * 2.85\ m$$

$$Lsh = 0.73\ tnf/m$$

Para el empuje en reposo de suelos se determinó a partir de su peso específico el coeficiente de empuje en reposo y la altura, esta fuerza se idealiza a 1/3 del fondo de la cisterna, la cual se determina a partir de:

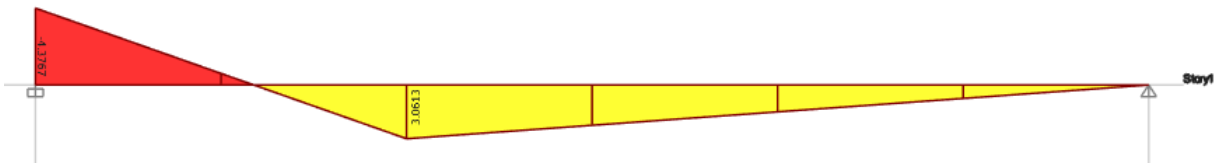
$$Po = \frac{1}{2} * Ko * \gamma * H^2$$

$$Po = \frac{1}{2} * 0.781 * 1.54 \frac{tnf}{m3} * (2.85\ m)^2$$

$$Po = 4.89\ tnf/m$$

Teniendo las fuerzas actuantes se consideró un modelamiento de una viga de longitud 2.80 m de 1 metro de ancho ubicando las cargas correspondientes previamente halladas.

Ilustración 81: Fuerzas actuantes en pared de cisterna.



Fuente: Elaboración propia.

Se aplicó las fórmulas de flexión el acero fue ubicado en dos caras y perpendicularmente entre ellas, para las cuales se limita la cuantía mínima de estas a 0.0012.

Ilustración 82: Diseño en flexión de muro de cisterna.

Mu :	3.06	tonf.m
b :	100.00	cm
d :	13.00	cm

a	As
2.60	6.92
1.63	6.64
1.56	6.63
1.56	6.62
1.56	6.62
1.56	**6.62**

Usando barras de	3/8"	**Ab :** 1.29

Acero Minimo :

As min = 2.4 cm2

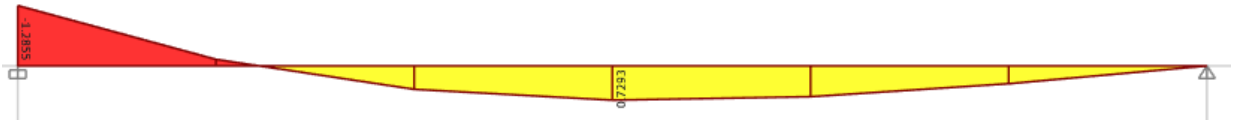
Número de barras=	5.14 cm	6.00
Espaciamiento (S) =	19.5 cm	15.00

Usar 1/2" @ 0.15 m

Fuente: Elaboración propia.

Se revisó para el caso de la cisterna cargada de agua y la presión que esta ejerce, pero se han determinado momentos menores por lo cual se descarta este estado.

Ilustración 83: Cargas actuantes en cisterna por el agua.



Fuente: Elaboración propia.

La distribución de acero de losa de fondo y tapa se toma el acero mínimo ya que cumple con las exigencias de las presiones actuantes.

$$As\ \text{min} = 0.0012 * 100cm * 20\ cm$$

$$As\ \text{min} = 2.40\ cm2$$

$$As\ \text{min} = 0.0012 * 100cm * 15\ cm$$

$$As\ \text{min} = 1.80\ cm2$$

Por lo que se usará

$$1\ Ø\ 3/8"\ @\ 0.15\ m$$

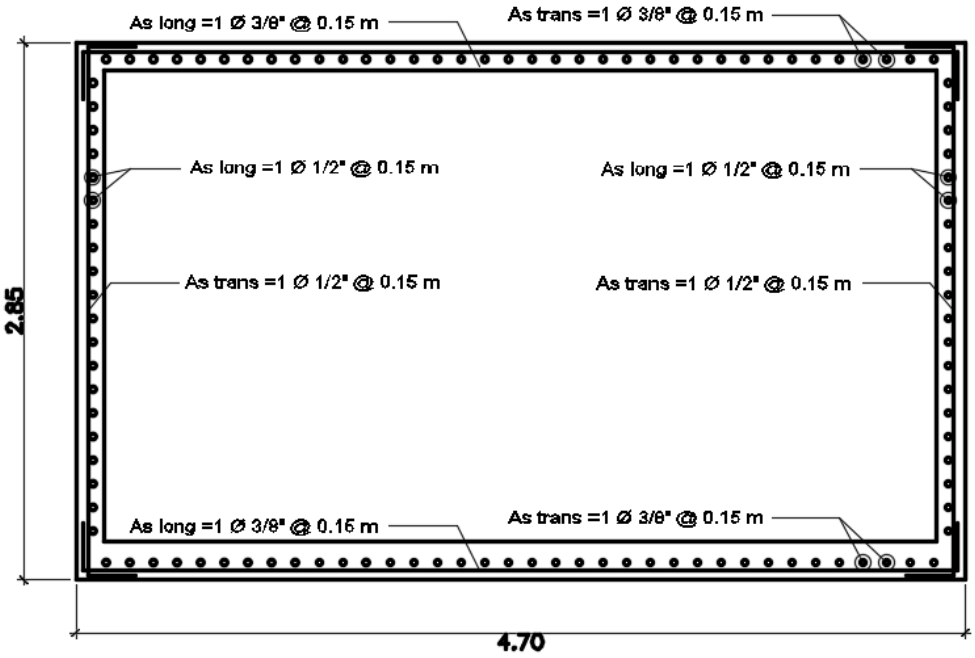
Por lo que el refuerzo final de la cisterna tanto como para acero longitudinal y transversal será.

Para tapa e=15 cm → 1 Ø 3/8" @ 0.15 m

Para muros e=20 cm → 1 Ø 1/2" @ 0.15 m

Para Losa de fondo e=20 cm → 1 Ø 3/8" @ 0.15 m

Ilustración 84: Distribución final de acero en cisterna.



Fuente: Elaboración propia.

3.7.4.12 Diseño de instalaciones eléctricas.

Para el diseño de instalaciones eléctricas se hizo un análisis de las luminarias y tomacorrientes necesarios en la estructura, para que esta cumpla con su correcto funcionamiento, además se dimensionó los cables y tableros necesarios primando la seguridad de las personas. Ver Anexo 17.

3.7.4.13 Análisis de cubierta de tensoestructura.

Para la membrana diseñada para la cobertura de las tribunas se utilizó FERRARI PRECONTRAINT 502, la cual tiene como datos técnicos, los mismos que serán utilizados para su diseño, a:

Hilo: 1100 dtex PES HT

Peso: 590 g/m2

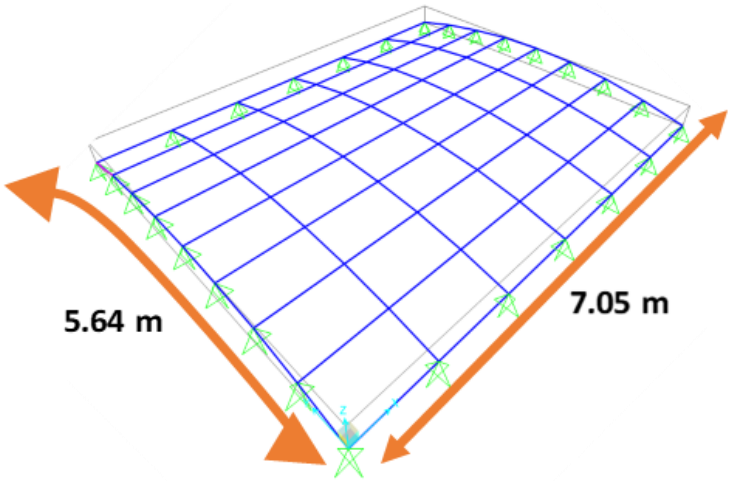
Resistencia a la rotura: 250/250 daN/5cm (urdimbre/trama)

Resistencia al desgarro: 25/20 daN/5cm (urdimbre/trama)

Según la amplia bibliografía investigada, este tipo de membranas se idealizan como una red de cables, los cuales asumen las características equivalentes de su área tributaria. Estos cables van ubicados tanto longitudinalmente (trama), como transversalmente (urdimbre) y al recibir las fuerzas producidas ya sea por carga viva, viento, nieve o lluvia, estos tienden a tensionarse y asemejar el comportamiento de la tensoestructura.

Como primer paso se idealiza la membrana con el fin de determinar la cantidad de secciones que la conforman y ver el área tributaria que adopta cada cable estudiado.

Ilustración 85: Dimensiones de membrana a evaluar.



Fuente: Elaboración propia.

Como se aprecia en la imagen la cobertura tensoestructura se dividió en 48 paños, de los cuales en 6 se divide la trama y en 8 la urdimbre. Siendo secciones similares se determinó el área tributaria por cada punto, considerando solo los que no son de borde que son 35 por ello:

$$Area\ de\ cobertura\ =\ 39.78\ m2$$

$$Número\ de\ nodos = 35$$

$$Area\ de\ tributaria\ por\ nodo\ =\ 1.14\ m2$$

Datos para un hilo de poliéster equivalente:

$$Resistencia\ a\ la\ traccion = 1.00\ Gpa$$

$$Modulo\ elástico\ =\ 12.00\ Gpa$$

Se procede a hallar el área de cable de nylon equivalente según su longitud tributaria tanto para trama como para urdimbre.

Para la trama:

$$Numero\ de\ hilos\ =\ 7$$

$$Longitud\ de\ lado\ de\ la\ membrana\ =\ 5.64\ m$$

$$Longitud\ equivalente\ =\ 5.64\ m/7$$

$$Longitud\ equivalente\ =\ 0.81m$$

$$Resistencia\ a\ la\ rotura\colon 250\ \frac{daN}{5cm} = 5098.45\ \frac{kg}{m}$$

$$Resistencia\ por\ hilo\colon 5098.45\ \frac{kg}{m} * 0.81\ m = 4107.89\ kg$$

$$Area\ del\ cable\colon \frac{Resistencia\ por\ hilo}{Resistencia\ a\ traccion\ de\ hilo}$$

$$Area\ del\ cable\colon \frac{4107.89\ kg}{101900000\ kgf/m2}$$

$$Area\ del\ cable\colon\ \ 4.05 * 10^{-5} m2$$

$$Diametro\ del\ cable\colon\ \ 0.0072\ m = 7.2\ mm$$

Tabla 54: Evaluación de cable de nylon equivalente.

Muestra	Longitud (m)	Numero de Hilos	Resistencia de la tela (kg/m)	Resistencia del hilo (kg)	Area del cable (m2)	Diametro del cable (m)
Trama	5.64	7	5098.45	4107.89	4.03E-05	0.0072
Urdimbre	7.05	5	5098.45	7188.81	7.05E-05	0.0095

Fuente: Elaboración propia.

Análisis de cargas.

El análisis para carga muerta generalmente es despreciable debido a que el peso de la membrana es relativamente nulo, sin embargo, se ha considerado en esta investigación, siendo:

$$Peso\ membrana\ =\ 590\ g/m2\ = 0.59\ kg/m2$$

Por el método de densidad de fuerzas, se aplicará por punto:

$$Peso\ carga\ puntual = \ Peso\ membrana * Area\ tributaria$$

$$Peso\ carga\ puntual = \ 0.59 \frac{kg}{m2} * 1.14\ m2$$

$$Peso\ carga\ puntual = 0.67\ kg$$

En el análisis para la carga viva se siguió lo estipulado en la Norma E.020, la cual indica que para membranas livianas curveadas se le asignará 30.00 kg/m2.

$$CV\ carga\ puntual = \ 30.00\ \frac{kg}{m2} * 1.14\ m2$$

$$CV\ carga\ puntual = 34.10\ \ kg$$

Para la carga de viento se realizó un análisis siguiendo los parámetros de Norma E.020, siendo:

$$Vh = \ V\ * \left(\frac{h}{10}\right)^{0.22}$$

Donde:

Vh: Velocidad de diseño en la altura h (km/h)

V: Velocidad de diseño hasta 10.00 metros de altura (km/h)

h: Altura de la edificación (m)

Teniendo la altura de la edificación la cual es de 8.45m, la cual es menor que 10.00 m se tomará que:

$$Vh\ = \ V = 85\ km/h$$

La presión o succión que se ejercerá en la membrana se hallara a partir de unos factores estipulados en la norma y los cuales se tendrán que evaluar.

$$Phe = 0.005 * C * Vh^2$$

Phe: Presión o succión del viento a la altura de la edificación h (kg/m2)

C: Factor de forma

Vh: Velocidad de diseño a la altura de la edificación h (km/m2)

Los factores para la cobertura de tribuna:

Para arcos: +0.8 -0.5

Por aberturas: ±0.3

Por lo tanto, tendremos 4 estados de cargas que transmite el viento a la estructura, los cuales dependerán de la combinación de los mencionados factores.

$$C\ (w1)\colon 0.8\ +\ 0.3\ =\ 1.1$$

$$C\ (w2)\colon 0.8\ -\ 0.3\ =\ 0.5$$

$$C\ (w3)\colon -\ 0.5\ +\ 0.3\ =\ 0.2$$

$$C\ (w4)\colon -\ 0.5\ -\ 0.3\ =\ -0.8$$

Se determina la presión o succión ejercida:

$$Phe\ (w1) = 0.005 * 1.1 * \left(85\frac{km}{h}\right)^2 = 39.74\ kg/m2$$

$$Phe\ (w2) = 0.005 * 0.5 * \left(85\frac{km}{h}\right)^2 = 18.06\ kg/m2$$

$$Phe\ (w3) = 0.005 * 0.2 * \left(85\frac{km}{h}\right)^2 = -7.23\ kg/m2$$

$$Phe\ (w4) = 0.005 * -0.8 * \left(85\frac{km}{h}\right)^2 = -28.90\ kg/m2$$

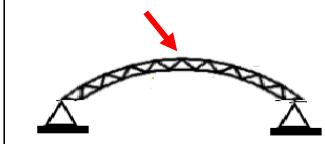
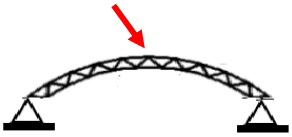
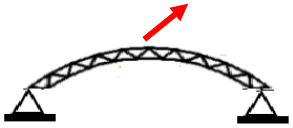
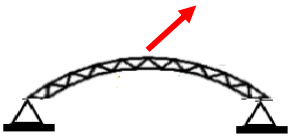
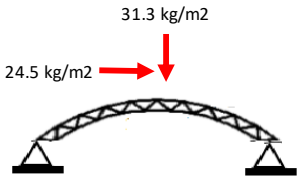
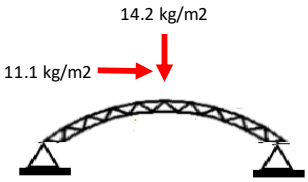
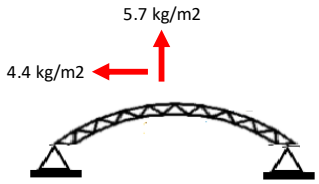
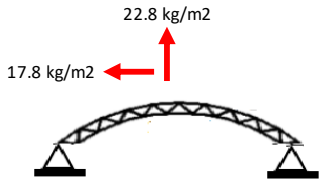
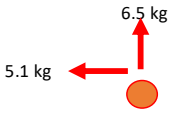
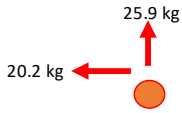
Se descompuso la presión o succión ejercida en la cobertura para la dirección de viento recurrente en Oyotún, la cual fue de SO 235°, teniendo para el estado de carga w1, lo siguiente:

$$Viento\ en\ X\ =\ 39.74\frac{kgf}{m2} * SEN(38°) = 24.50\frac{kgf}{m2}$$

$$Viento\ en\ Z\ =\ 39.74\frac{kgf}{m2} * COS(38°) = 31.30\frac{kgf}{m2}$$

Analizando para los demás estados de cargas:

Tabla 55: Análisis de Viento en Membrana.

COBERTURA			
V1 = 39.74 kg/m2	**V2 =** 18.06 kg/m2	**V3 =** -7.23 kg/m2	**V4 =** -28.90 kg/m2
			
COBERTURA			
			
PUNTO			
			

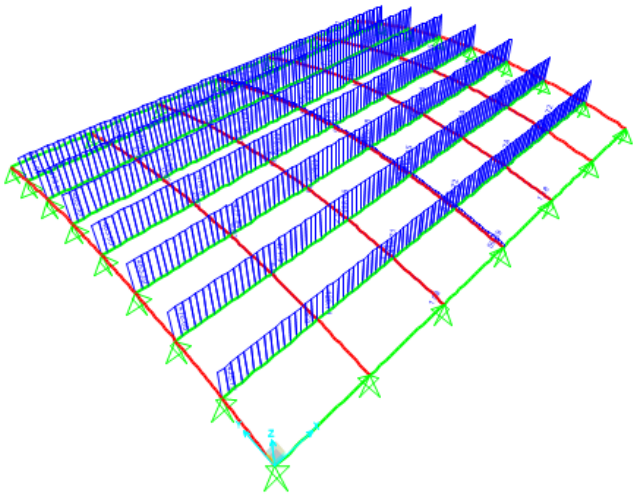
Fuente: Elaboración propia.

Teniendo las cargas que se actúan sobre la membrana, se procede a evaluar los desplazamientos de la estructura y las cargas actuantes por cable de nylon equivalente, con el fin de verificar si el tipo de tensoestructura utilizado fue el correcto.

Para el modelamiento en SAP 2000 se idealizó cada elemento como cable y se utilizó apoyos dobles en el perímetro de la cobertura, además, el análisis en el software se debe realizar siguiendo los lineamientos de cargas no lineares y P delta plus Large Displacements.

La membrana se evaluará para cargas de servicio y los estados de cargas D+L, D+W y D+L+W y las fuerzas axiales actuantes en la estructura resultaron:

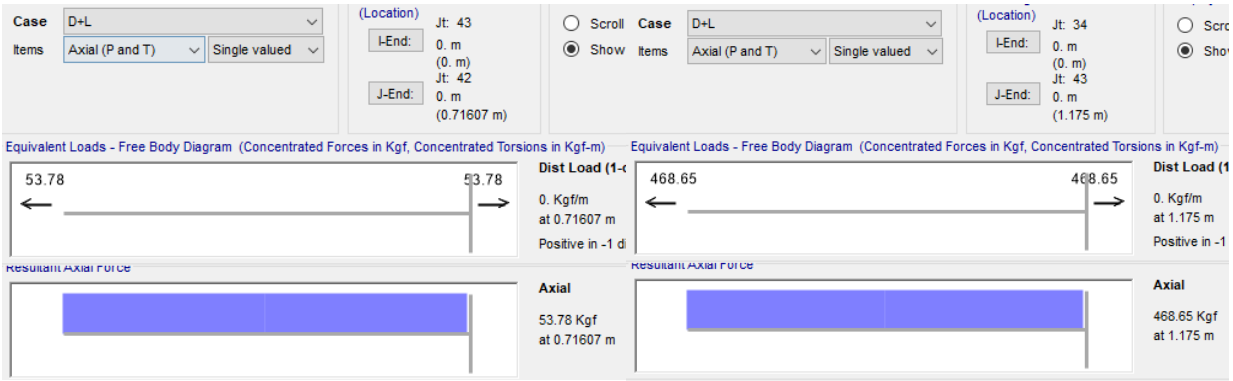
Ilustración 86: Cargas actuantes en membrana por estado D+L.



Fuente: Elaboración propia.

Para el estado D+L, las tensiones actuantes resultaron: para la trama, 439.6 kgf y para la urdimbre 127.62 kgf/cm2, los cuales son menores a la resistencia del hilo equivalente para la trama 4107.89 kg y para la urdimbre 7188.91 kg.

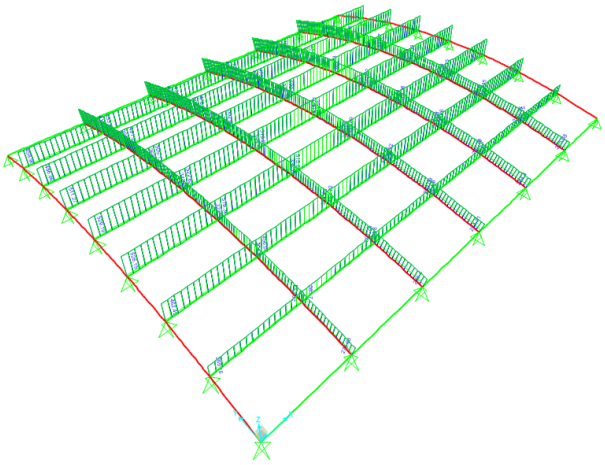
Ilustración 87: Cargas actuantes en trama y urdimbre por D+L.



Fuente: Elaboración propia.

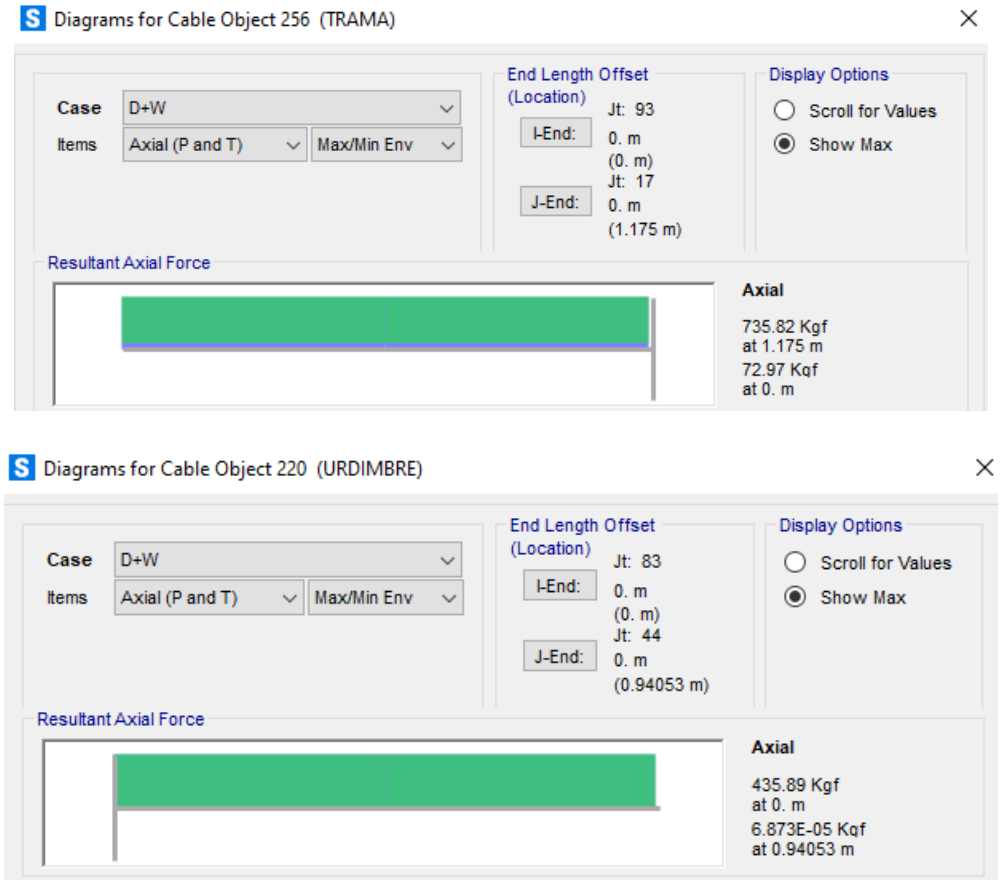
Para el estado D+W, las tensiones actuantes resultaron: para la trama, 735.82 kgf y para la urdimbre 435.89 kgf/cm2.

Ilustración 88:Cargas actuantes en membrana por estado D+W.



Fuente: Elaboración propia.

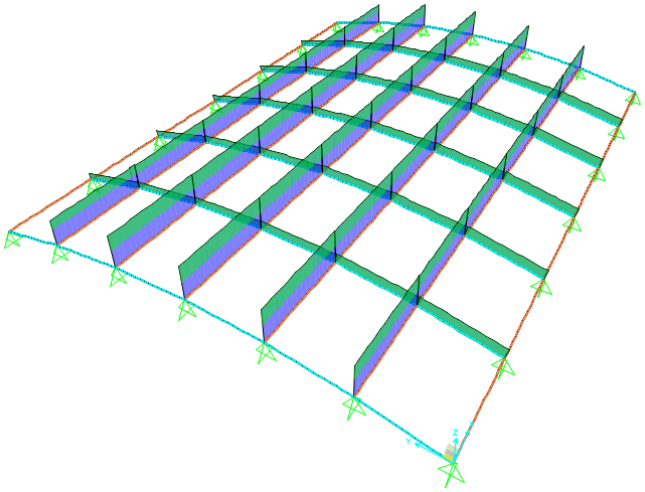
Ilustración 89: Cargas actuantes en trama y urdimbre por D+W.



Fuente: Elaboración propia.

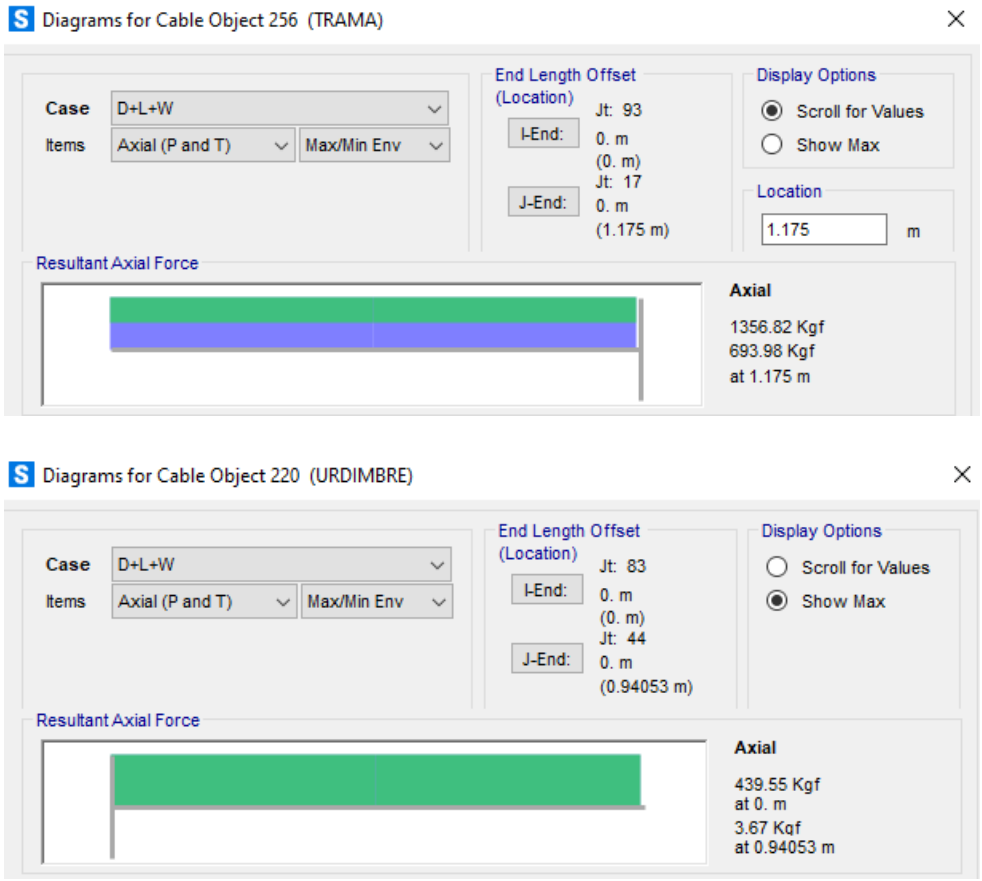
Para el estado D+W+L, las tensiones actuantes resultaron: para la trama, 1356.82 kgf y para la urdimbre 439.55 kgf/cm2.

Ilustración 90: Cargas actuantes en membrana por estado D+L+W.



Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 91: Cargas actuantes en trama y urdimbre por D+L+W.

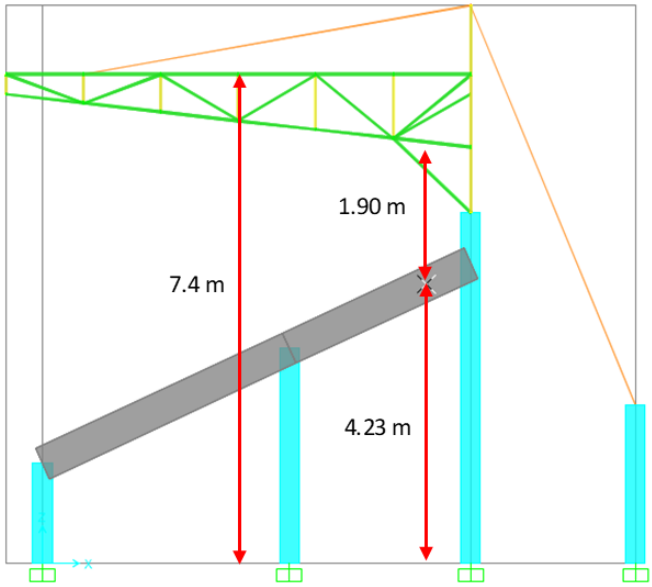


Fuente: Elaboración propia.

Como se observa los esfuerzos que sufren la membrana son inferiores a su resistencia, es por ello que se podría decir que la membrana está sobredimensionada, sin embargo, en la elección de la membrana se priorizo su presencia en el mercado y facilidad de adquisición, además, muchas rondan por valores similares de resistencia y no existe una diferencia considerable de precio.

Como último se procede hallar los valores máximos de deflexión de la membrana los cuales estarán limitados por la altura de la estructura y la altura de las personas que asistirán al estadio, con el fin de no generar incomodidad al momento de su uso.

Ilustración 92: Perfil de tribuna.



Fuente: Elaboración propia.

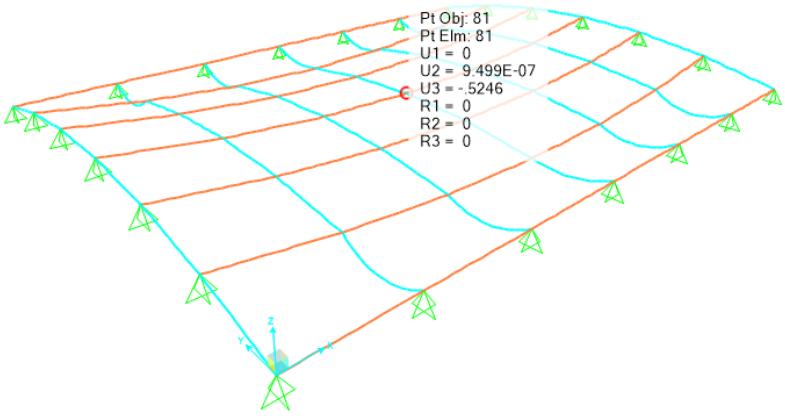
Teniendo la sección se determinó que la flecha máxima que puede sufrir la membrana será:

$$f\ \text{max} = 7.40m - 4.23\ m - 1.90\ m$$

$$f\ \text{max} = 1.27m$$

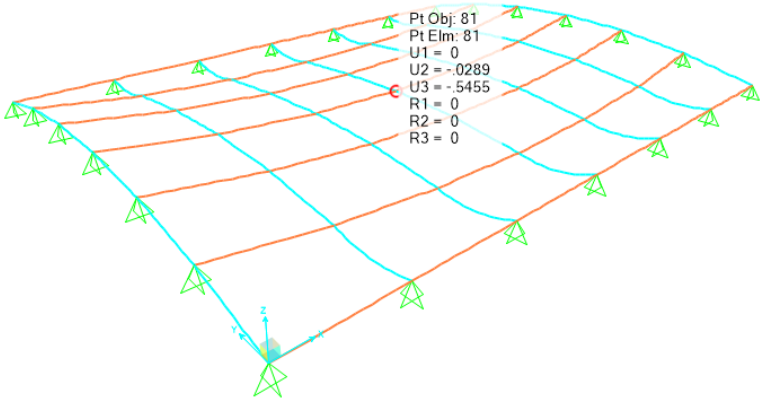
Se continua con la evaluación de la membrana para apreciar si es que cumple con el criterio antes expuesto.

Ilustración 93: Deflexión de membrana por estado de carga D+L.



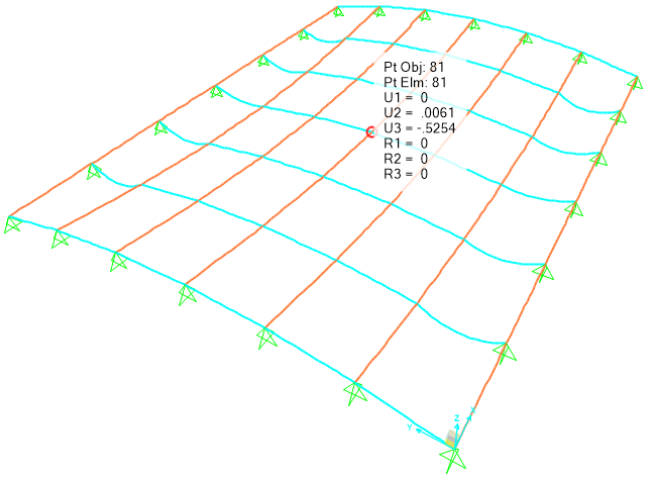
Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 94: Deflexión de membrana por estado de carga D+W.



Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 95: Deflexión de membrana por estado de carga D+L+W.



Fuente: Elaboración propia.

Como se aprecia los desplazamientos existentes cumple con los limitantes anteriormente planteados.

3.7.4.14 Análisis de tribuna

Teniendo estructurada la tribuna se analizó la flecha máxima en el volado, ya que la norma E.020 limita está a:

Ilustración 96: Parámetros máximos de deflexión en estructuras.

FLECHAS MAXIMAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES

TIPO DE ELEMENTO	FLECHA PRODUCIDA POR LA CARGA VIVA	FLECHA PRODUCIDA POR LA CARGA VIVA MÁS LAS FLECHAS DIFERIDAS
Pisos	L/360	L/240*
Techos	L/180	-

L : Luz del elemento. Para volados se tomará como L, el doble de la longitud del elemento.
Flecha diferida : Se establece en función de cada material de acuerdo a su Norma respectiva. La flecha diferida se calculará para las cargas permanentes más la fracción de sobrecarga que actúa permanentemente.

* No aplicable a estructuras metálicas.

Fuente: Norma de Cargas– Perú, E-020, 2006 [22]

$$Luz\ del\ volado\ = 7.05\ m$$

$$f\ \max permitida\ = \frac{2 * Lv}{180}$$

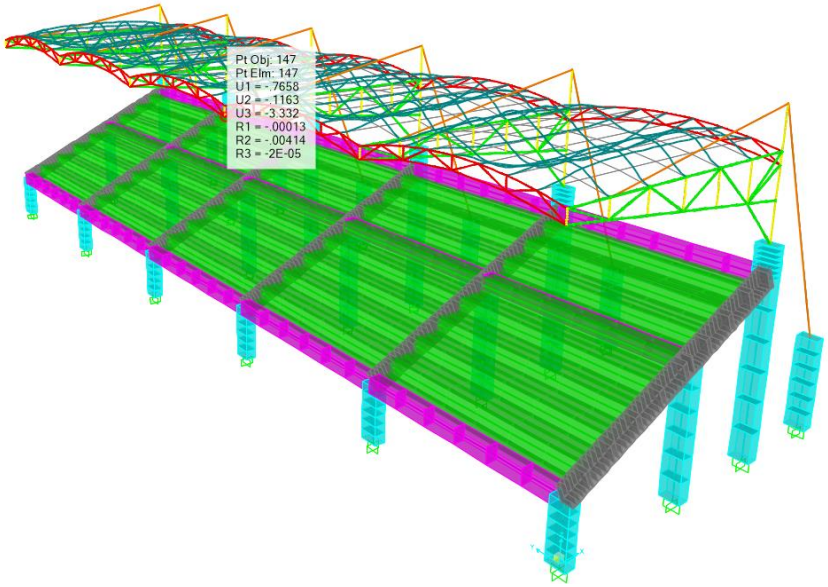
$$f\ \max permitida\ = \frac{2 * (705\ cm)}{180}$$

$$f\ \max permitida\ = 7.83\ cm$$

Se comprueba que:

$$f\ máx\ analisis\ (3.33\ cm) < f\ \max permitida\ (7.83\ cm)$$

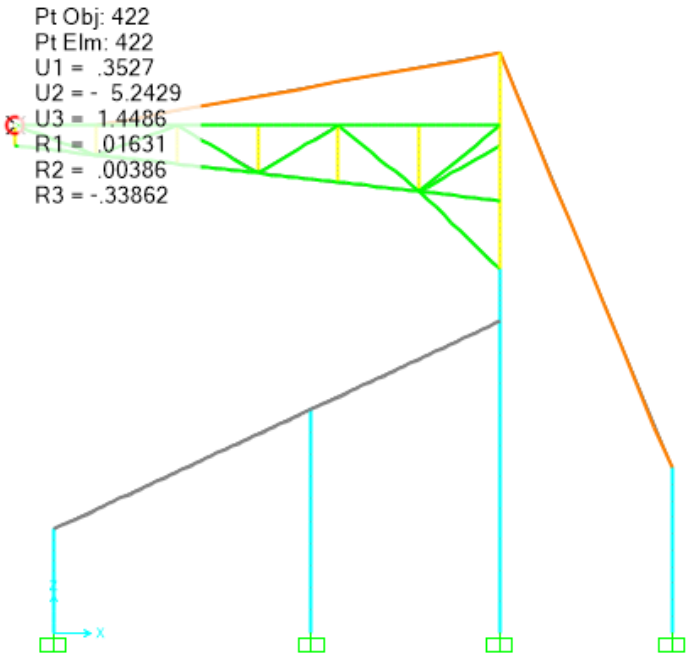
Ilustración 97: Deflexión máxima por carga viva.



Fuente: Elaboración propia.

Se evalúa el viento en succión para verificar los desplazamientos y se tuvo 1.44 cm de desplazamiento hacia arriba, lo cual se considera dentro de los parámetros

Ilustración 98: Deflexión máxima por succión de viento.



Fuente: Elaboración propia.

3.7.4.15 Diseño de elementos de acero estructural.

La cercha que conforma la tribuna, está conformada por secciones tubulares las cuales han seguido los requerimientos y se ha efectuado su diseño de acuerdo a los requisitos para el Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), el cual modifica la resistencia nominal del miembro con un factor de reduccion con el fin que esta sea superior que los momentos, axiales y cortantes últimos obtenidos por las diferentes combinaciones de carga.

3.7.4.15.1 Diseño en tracción

Para el diseño en tracción debemos obtener la tracción ultima que trabaja en el elemento, la cual para esta investigación se extrajo del análisis del programa Dublan RFEM 5.25.

Tomando como ejemplo el análisis de diagonales de acero, correspondiente al estado y cargas actuantes en tracción en la barra, se analiza el estado límite de fluencia, teniendo como datos los siguientes:

Acero ASTM A500 grado A

$$fy = 2280\ kgf/cm2$$

$$fu = 3100\ kgf/cm2$$

$$E = 2000000\ kgf/cm2$$

$$K = 1$$

$$Longitud = 1.63\ \text{m}$$

$$Tu = 3704.77\ kg$$

$$\emptyset = 0.90$$

Analizamos el estado límite de fluencia:

$$Pu \leq \emptyset Pn$$

$$Pu \leq \emptyset * fy * Ag$$

$$\frac{Pu}{\emptyset * fy} \leq Ag$$

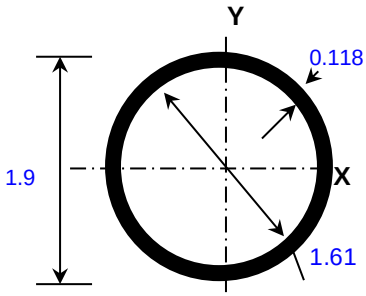
$$\frac{3704.77\ kgf}{0.90 * 2280\frac{kgf}{cm2}} \leq Ag$$

$$1.81\ cm2\ \leq Ag$$

$$0.28\ in2\ \leq Ag$$

Buscando una sección que cumpla con los requerimientos de área anteriormente hallados y además los perfiles que existen en el mercado local, se eligió la siguiente sección.

Ilustración 99: Perfil Tubo Lac 1 1/2" (3mm)



A =	0.66	in.^2
O.D. =	1.9	in.
I.D. =	1.61	in.
t(nom) =	0.118	in.
t(des) =	0.108	in.
wt./ft. =	2.72	plf.
Ix = Iy =	0.293	in.^4
Sx = Sy =	0.309	in.^3
rx = ry =	0.626	in.
Zx = Zy =	0.421	in.^3
J =	0.586	in.^4
C =	---	in.^3

Fuente: Elaboración propia.

Se verificó el estado limite por fractura

$$Pu\ \leq\ \emptyset * fu * Ae$$

$$\frac{Pu}{\varphi * \text{fu}} \leq Ae$$

$$\frac{3704.77\ kgf}{0.75 * 3100} \leq Ae$$

$$0.25\ \ in2\ \leq Ae$$

El perfil elegido cumple con los requerimientos de área por el estado límite de fractura.

Otro factor importante a verificar es la relación de esbeltez, la cual se limita a:

$$\frac{Kl}{r} \leq 300$$

$$\frac{1 * 1.63\ m}{0.0159\ m} \leq 300$$

$$102.70 \leq 300$$

Por último, se realiza la verificación por esfuerzos actuantes:

$$Tu\ \leq\ \emptyset * fy * Ag$$

$$3704.77\ kg\ \leq 0.90 * 2280 \frac{kgf}{cm2}\ * 4.26\ cm2$$

$$3704.77\ kg\ \leq 8745.00\ kgf$$

Se puede ver que el perfil utilizado es apto para resistir la tracción actuante y además está trabajando a una eficiencia en tracción de:

$$Eficiecia = \frac{3704.77\ kgf}{8745.00\ kgf} * 100$$

$$Eficiecia = 42\ \%$$

Esta eficiencia es baja debido a que en el perfil también actúan fuerzas de compresión, para las cuales se evaluó sus requerimientos.

3.7.4.15.2 Diseño en compresión

Para el diseño en compresión es importante para todas las secciones, en especial para secciones tubulares verificar las relaciones ancho espesor, la cual se encuentra limitada por:

$$\frac{D}{t} < 0.11 * \frac{E}{fy}$$

$$\frac{1.90\ in}{.118\ in} < 0.11 * \frac{2000000\ kgf/cm2}{2280\ kgf/cm2}$$

$$16.10\ < 96.49$$

$$\lambda\ <\ \lambda r \rightarrow CUMPLE$$

Verificación de esbeltez

$$\frac{Kl}{r} \leq 120$$

$$\frac{1 * 1.63\, m}{0.0159\, m} \leq 120$$

$$102.70 \leq 120$$

Calculo del esfuerzo de Euler.

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$Fe = \frac{\pi^2 * 2000000\ kgf/cm2}{\left(\frac{1 * 1.63\, m}{0.0159\, m}\right)^2}$$

$$Fe = \ 1871.43\ kgf/cm2$$

Cálculo del esfuerzo crítico.

Se evalúa en cuál de los dos casos se encuentra el perfil:

$$a)\ \ Sí \frac{KL}{r} <\ 4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$Fcr = (0.658^{Fy/Fe}) * Fy$$

$$b)\ \ Sí \frac{KL}{r} >\ 4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$Fcr = 0.877 * Fe$$

Evaluamos y nos encontramos en el caso a, por ello:

$$Fcr = 1369.11\ kgf/cm2$$

Finalmente se comprueba los esfuerzos con:

$$\emptyset * \mathrm{Pn} = \emptyset * Fcr * Ag$$

$$\emptyset Pn = 5252.01 \text{ kgf}$$

Se cumple la verificación.

$$Pu < \emptyset Pn$$

$$4298.14 \text{ kgf} < 5252.01 \text{ kgf}$$

La eficiencia de la sección con respecto a sus fuerzas de compresión actuantes, sería del 82 %.

3.7.4.16 Análisis de tensoestructura – restaurant.

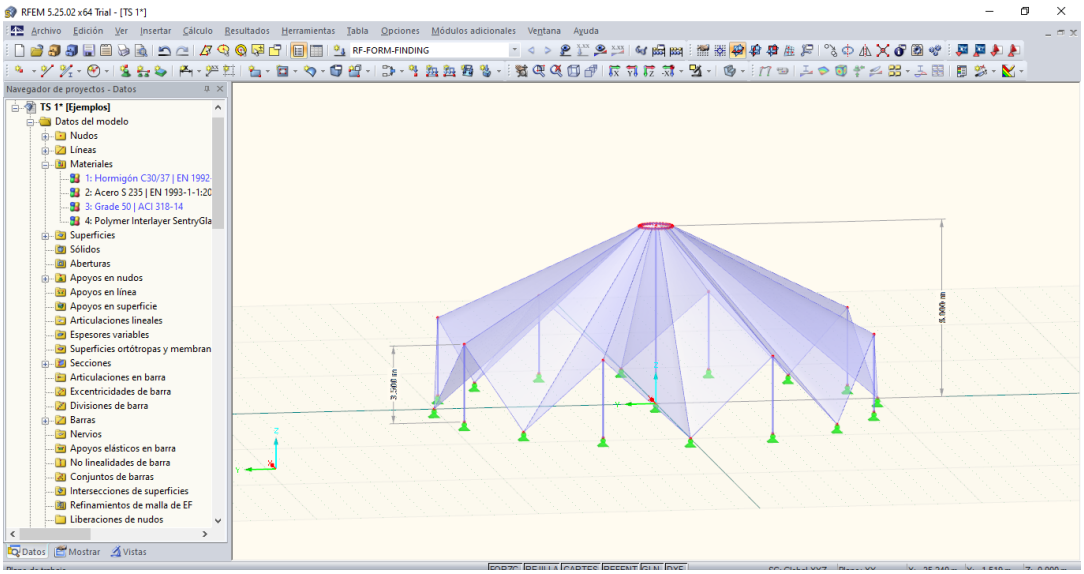
Si bien se puede analizar las tensoestructuras individualmente como se ha explicado anteriormente, es más complicado el análisis en estructuras más complejas como la del restaurant, ya que, si bien se puede estimar la forma de esta mediante la tensión aplicada, la geometría y las propiedades el cable, esto sería solo un factor y al estar plenamente conectadas en una estructura más compleja, con apoyos y columnas, la búsqueda de forma se haría más complicada. Es por ello que se agenció del programa Dublal RFEM 5.25.

3.7.4.16.1 Modelamiento de la tensoestructura

Teniendo la arquitectura definida se realiza una estructuración acorde a esta, colocando cables y columnas donde lo requiera, en el modelamiento del restaurante se utilizó apoyos articulados en las columnas, esto con el fin de brindarle a la estructura la propiedad de que trabajen solo a carga axial (ya sea compresión o tracción).

El primer modelamiento diferirá mucho de la forma final ya que este será solo un bosquejo en el cual se le debe ir cambio propiedades (alturas, pretensado, espesor, longitud, diámetro) con el fin de llegar a la forma que se requiere.

Ilustración 100: Bosquejo inicial de tensoestructura.

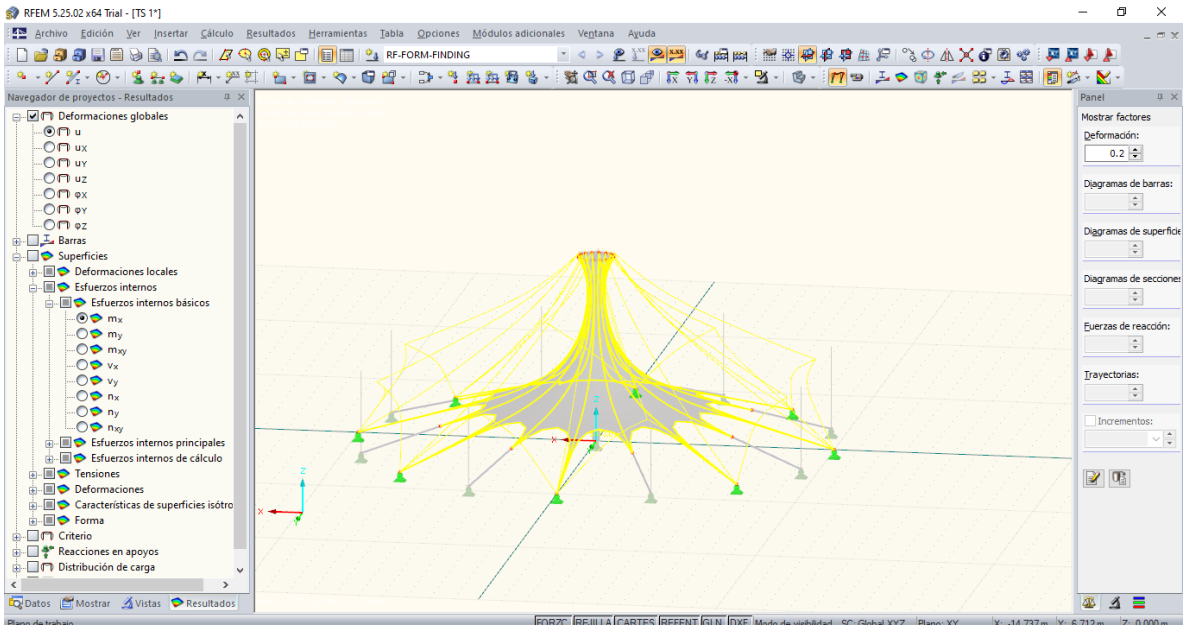


Fuente: Elaboración propia

3.7.4.16.2 Form-finding

Para la búsqueda de la forma, es importante saber que se debe buscar el tensado a los elementos tipos cable, esto con el fin de que el bosquejo se parezca más a la arquitectura propuesta. Es un proceso en el cual es importante brindar a la estructura de una doble curvatura y el tensado correcto.

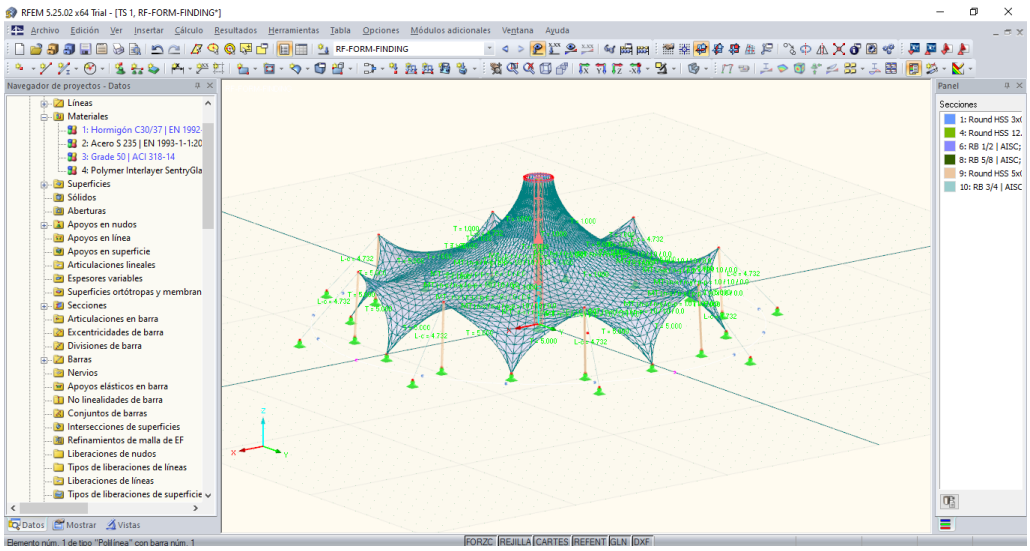
Ilustración 101: Form-finding de tensoestructura



Fuente: Elaboración propia

En el proceso surgirán diversas formas, es responsabilidad del calculista optar por la correcta, mayormente en la búsqueda de forma a mayor sea la fuerza de tensado los cables se harán más rectos. Como se aprecia en la anterior imagen el tensado fue deficiente y además las columnas planteadas se deformaban hasta un punto que tendían a la horizontal, es por ello que se optó por realizarle su retenida con un cable de apoyo.

Ilustración 102: Forma final de tensoestructura



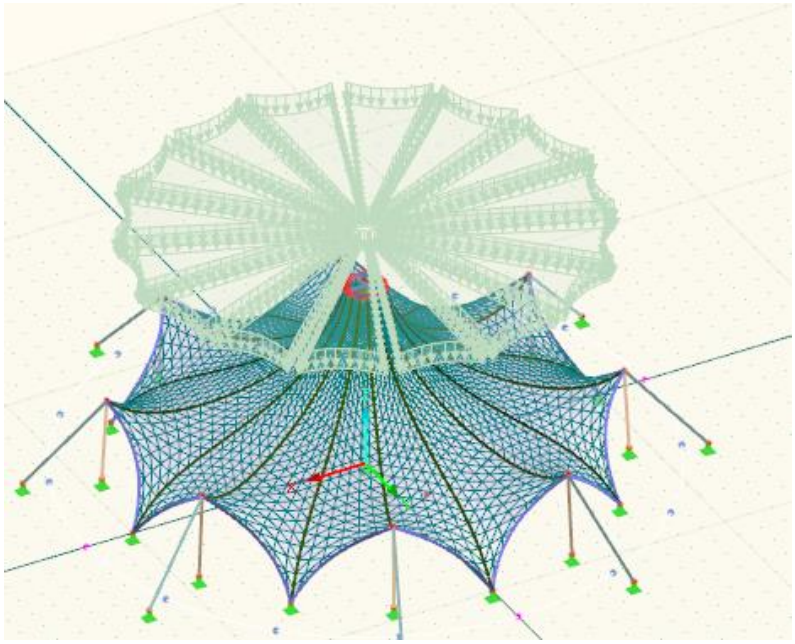
Fuente: Elaboración propia

Aplicando los cambios anteriormente descritos, la estructura adopto una forma muy similar a la propuesta, así que se trabajó con esta estructuración, la cual consta de 8 columnas perimetrales, una columna central, cables de amarre entre columnas y tensoestructura y cables de retenida de columnas.

3.7.4.16.3 Cargas actuantes

Según la Norma E.020 indica que, para coberturas livianas onduladas, la carga viva será de 30 kgf/m2, la cual se colocó en el modelamiento de RFEM.

Ilustración 103: Carga Viva en Tensoestructura



Fuente: Elaboración propia

Para la carga muerta en este caso se evalúa el estado de Form-finding ya que en este se utiliza el peso de los elementos y no es necesario incrementar una carga adicional.

La carga principal en la tensoestructura es el viento es por ello que se siguió los requisitos plasmados por la E.020 y también se agencio del código: European design guide for tensile surface structures para los coeficientes en estructuras cónicas en el cual indica:

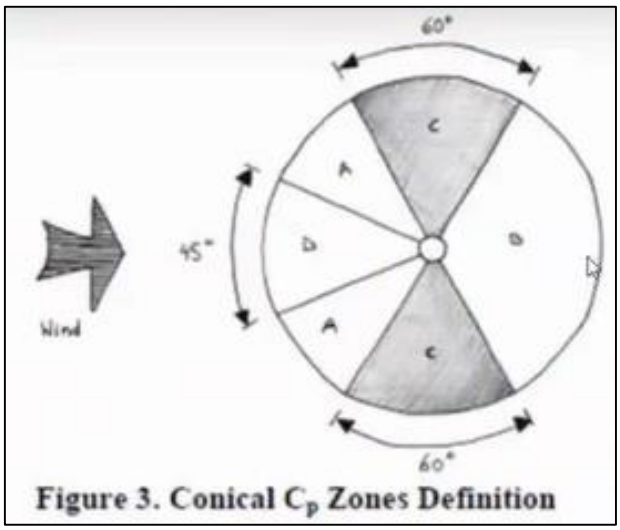
Ilustración 104: Coeficientes para Estructuras cónicas.

External C_p Values for Conical Structures		Zones			
	Angle of slope of membrane to horizontal /deg.	A	B	C	D
Open sided structure	40	-0.15	-0.6	-1.0	+0.4/-0.2
Closed sided structure	40	-0.41	-0.7	-1.0	+0.75/-0.6

Table 1. External C_p Values for Conical Structures

Fuente: European design guide for tensile surface structures [59]

Ilustración 105: Distribución de viento.



Fuente: European design guide for tensile surface structures [59]

Además, según la norma E.020 establece que la velocidad de viento es:

$$Vh = V * \left(\frac{h}{10}\right)^{0.22}$$

Siendo para nuestro caso una altura de 8 m, siendo menor a 10m por ello la velocidad diseño será la velocidad extraída del mapa eólico la cual indica:

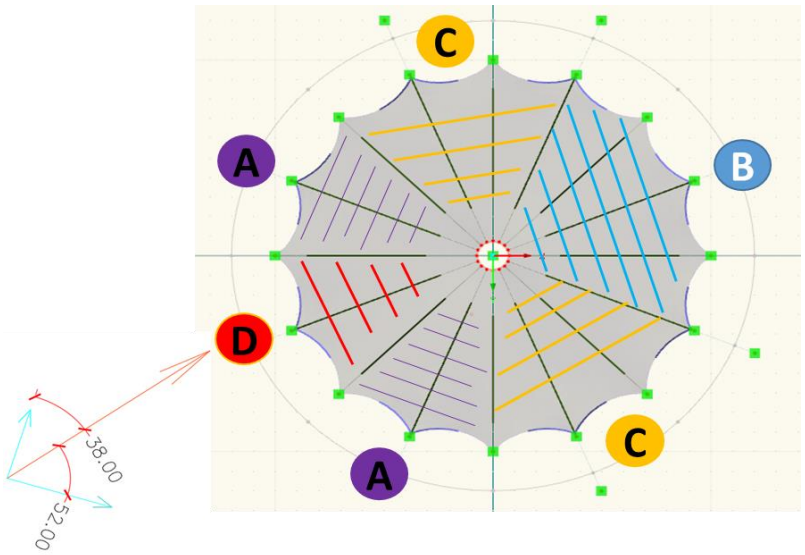
$$Vh = 85\ km/h$$

Para determinar la presión o succión ejercida por el viento se utiliza la siguiente formula:

$$Ph = 0.005 * C * Vh^2$$

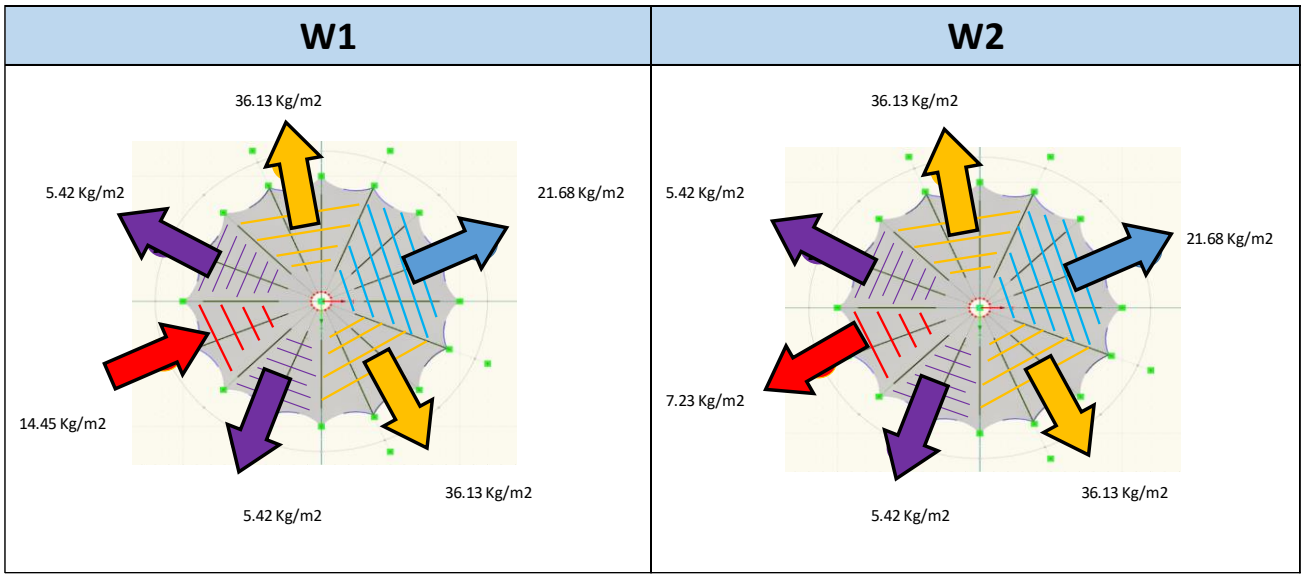
Es por ello que siguiendo la reglamentación anteriormente indicada se obtuvo dos estados de viento:

Ilustración 106: Análisis de viento en tensoestructura



Fuente: Elaboración propia

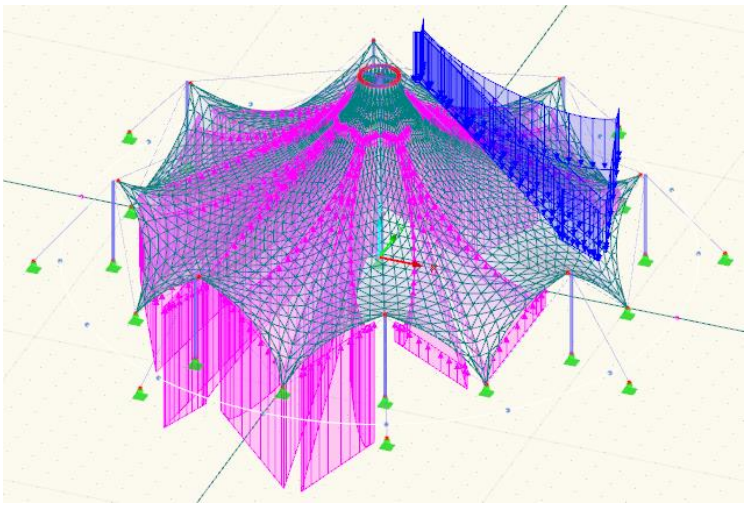
Ilustración 107: Estados de Viento en tensoestructura



Fuente: Elaboración propia

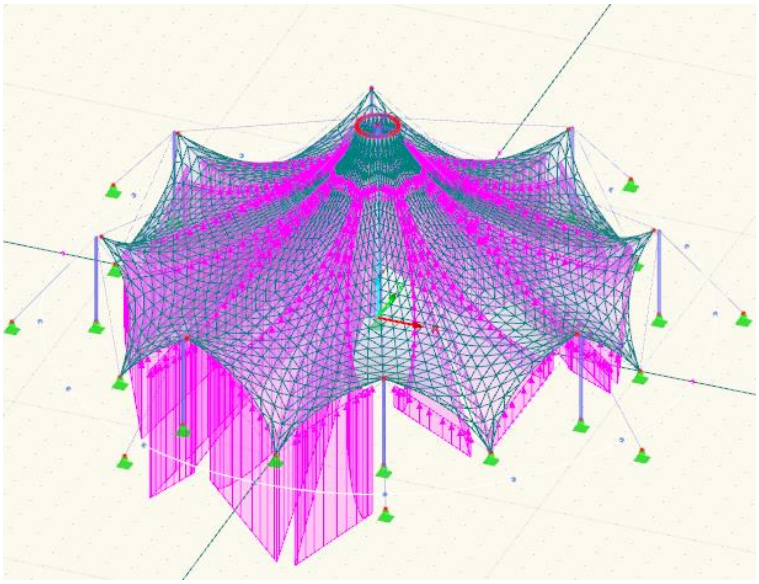
Estas fuerzas se modelaron en el programa para determinar los esfuerzos actuantes en los elementos que componen la tensoestructura.

Ilustración 108: Estado Viento 1 en tensoestructura



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 109: Estado Viento 2 en tensoestructura

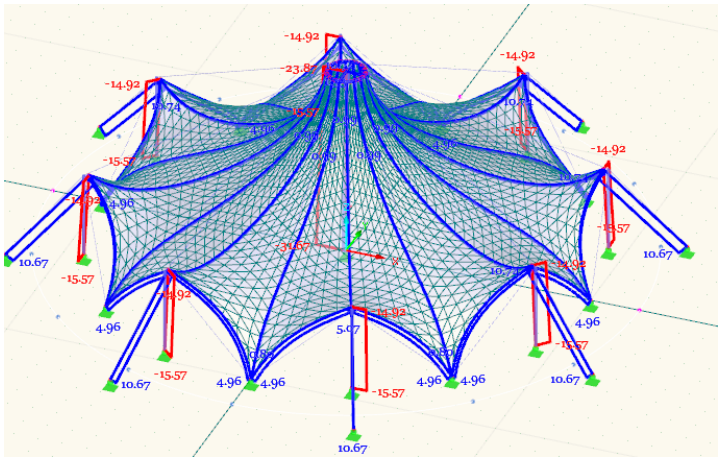


Fuente: Elaboración propia

3.7.4.16.4 Resultados

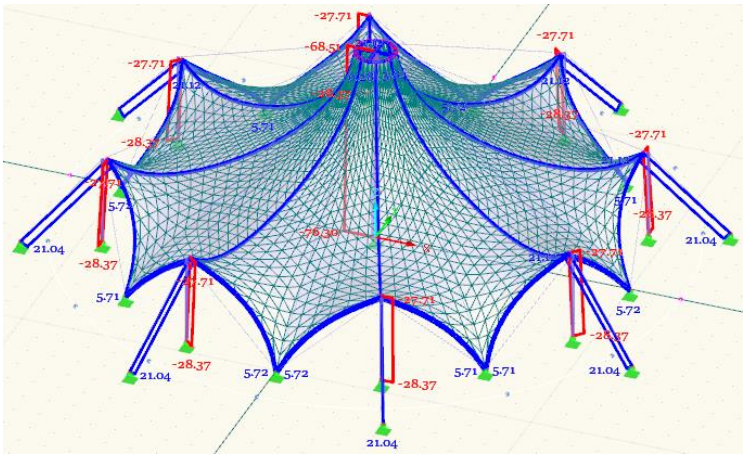
Al tener apoyos dobles y ningún empotramiento los elementos trabajan a tracción y compresión por ello se evaluó los resultados para cada caso de carga.

Ilustración 110: Fuerzas axiales por Form-Finding



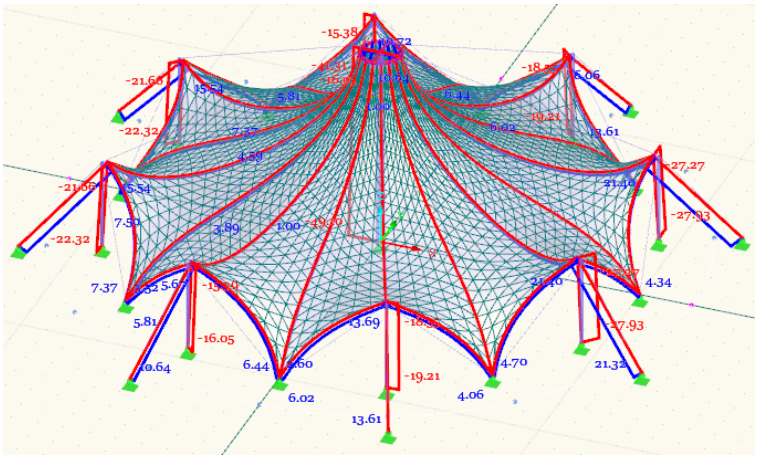
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 111: Fuerzas axiales por carga viva



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 112: Cargas Axiales por Cargas de Viento

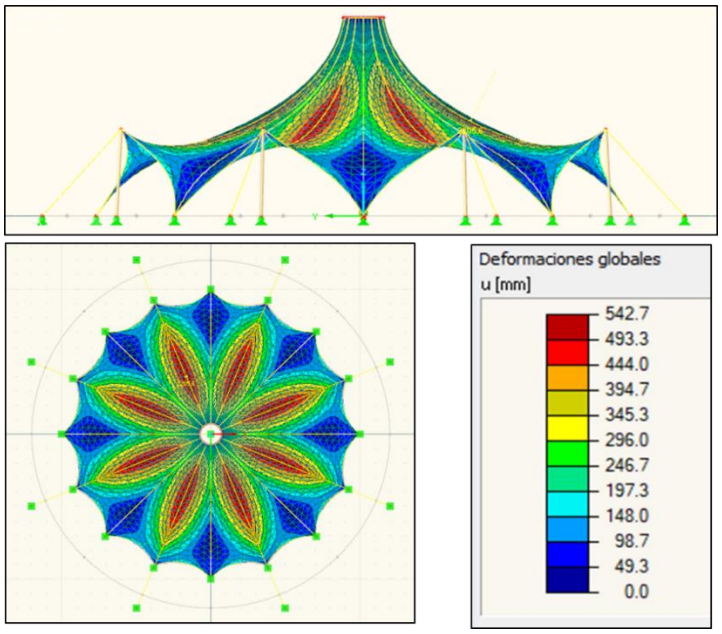


Fuente: Elaboración propia

3.7.4.16.5 Verificación de deflexiones

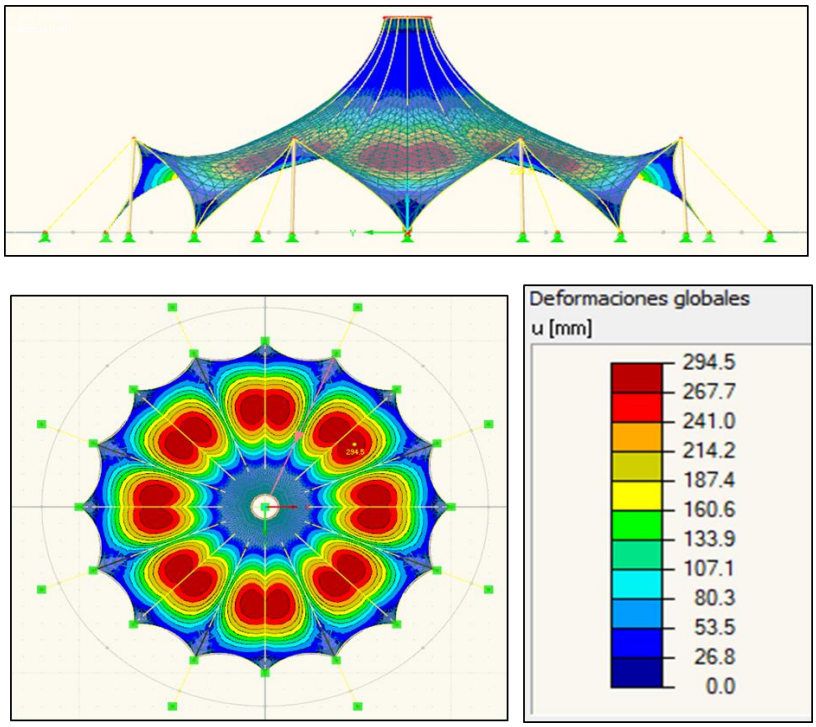
Como se explicó en capítulos previos las deflexiones están limitadas por un estado de serviciabilidad es por ello que se evaluó en esta estructura, obteniendo:

Ilustración 113: Deflexiones en membrana por Form-finding



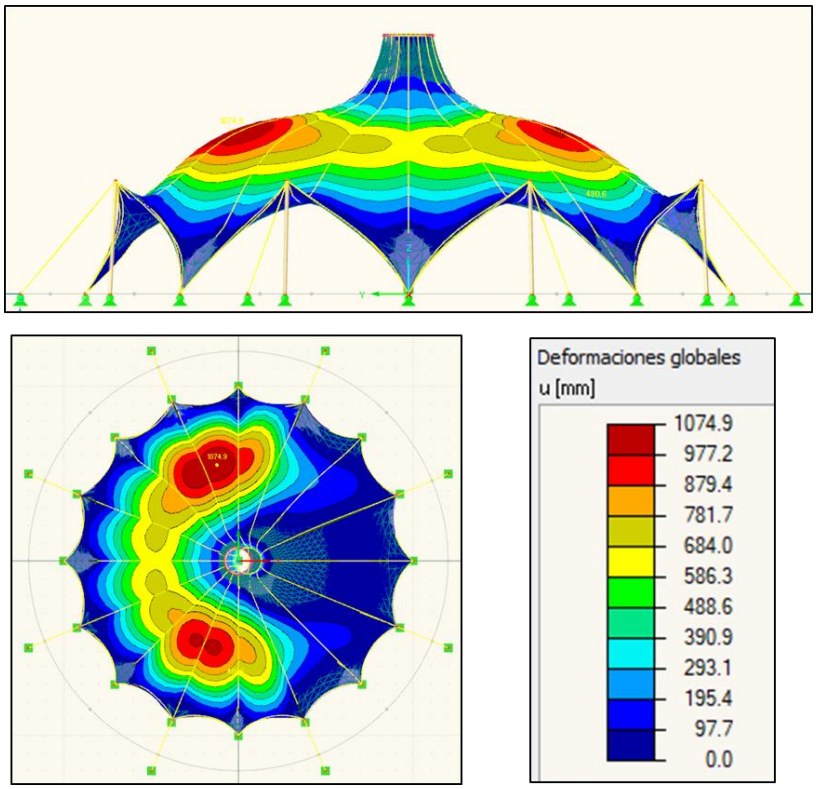
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 114: Deflexiones en membrana por D+L



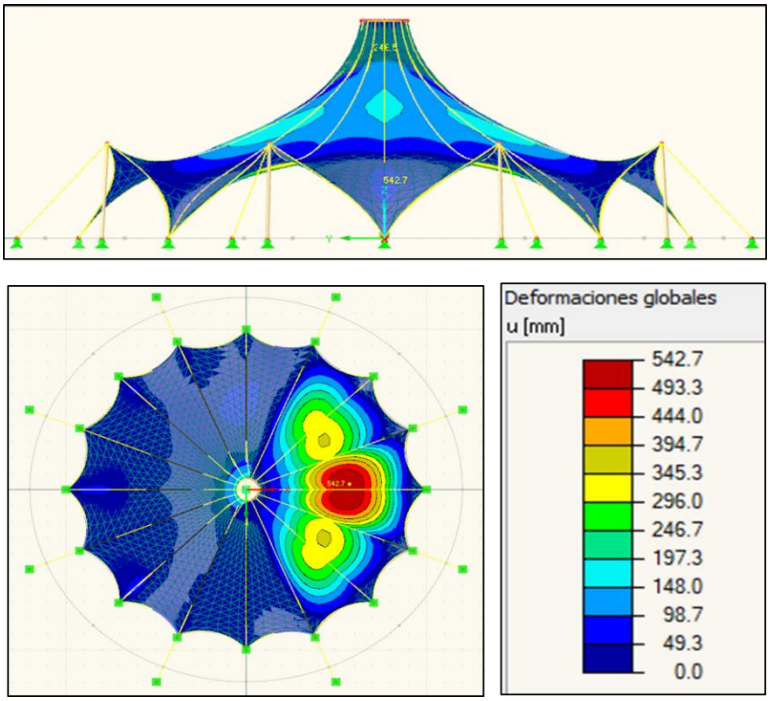
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 115: Deflexiones en membrana por D+W



Fuente: Elaboración propia

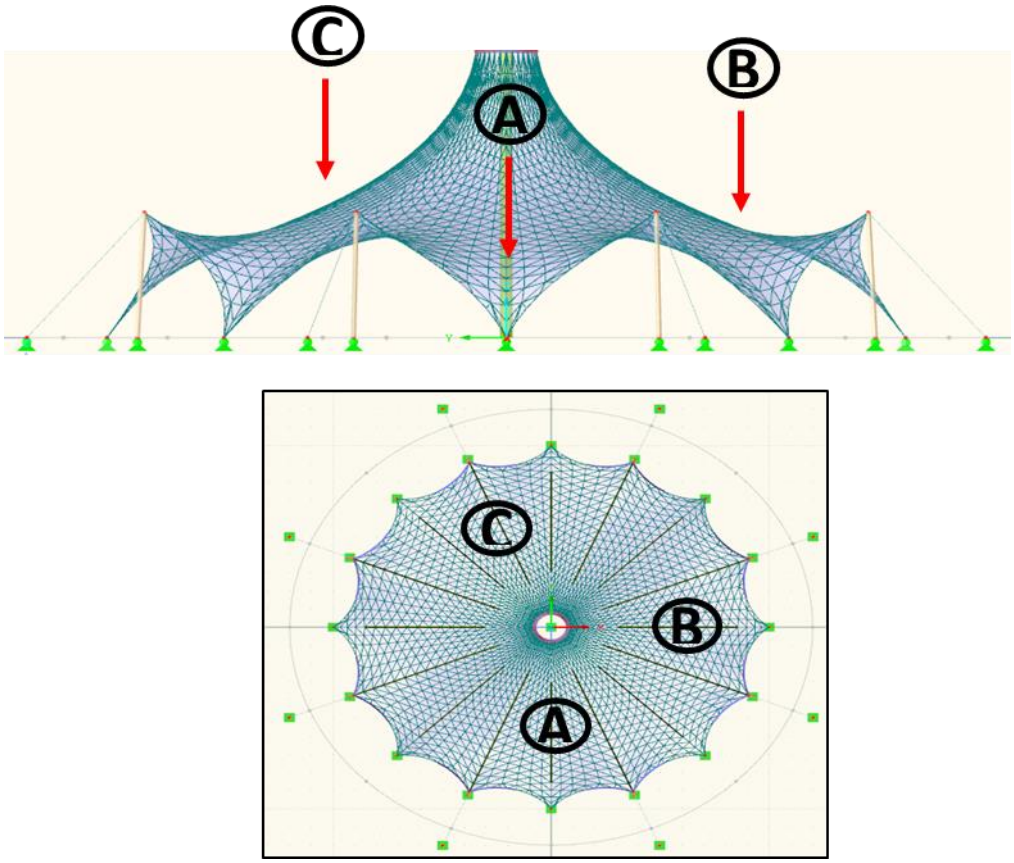
Ilustración 116: Deflexiones en membrana por D+L+W



Fuente: Elaboración propia

El chequeo de las deflexiones se realizó en 3 puntos los cuales nos sirvió para evaluar si cumplía con los limitantes de la estructura, los puntos evaluados son:

Ilustración 117: Elección de puntos para verificación de deflexiones



Fuente: Elaboración propia

Los resultados obtenidos para las deflexiones, serán los siguientes, cabe resaltar que las deflexiones se toman a partir de las deformaciones del estado de Form-finding o Dead, ya que el boceto estructura no es una estructura real sino una pre estructuración hecha.

Tabla 56: Verificación Final de Deflexiones

	D	D+L	D+W	D+L+W
A	246.70 mm	294.50 mm	586.00 mm	49.30 mm
		-47.80 mm	-339.30 mm	197.40 mm
B	246.70 mm	294.50 mm	97.70 mm	542.70 mm
		-47.80 mm	149.00 mm	-296.00 mm
C	542.70 mm	160.60 mm	1074.90 mm	148.00 mm
		382.10 mm	-532.20 mm	394.70 mm

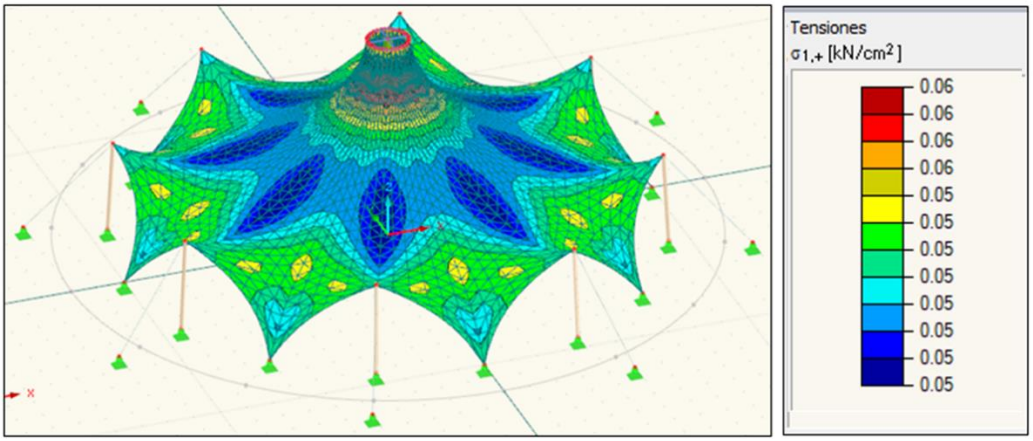
Fuente: Elaboración propia

La deflexión máxima se da en el estado de D+W en donde se presenta una deformación hacia arriba de 532.00 mm y la deflexión máxima se da en el estado de D+L+W en donde la tensoestructura se deforma 394.70 para abajo. Estas deformaciones no implican ningún inconveniente en la serviciabilidad de la estructura es por ello que se comprueba que la estructuración de elementos y fuerzas es correcta.

3.7.4.16.6 Esfuerzos en membrana

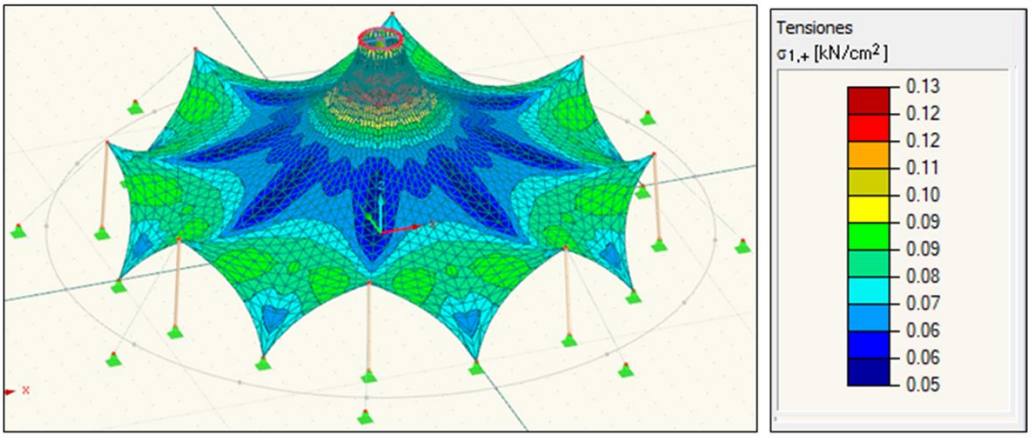
Se evaluó los esfuerzos en la membrana para las combinaciones de cargas en servicio, determinando

Ilustración 118: Tensiones en membrana por Form-finding



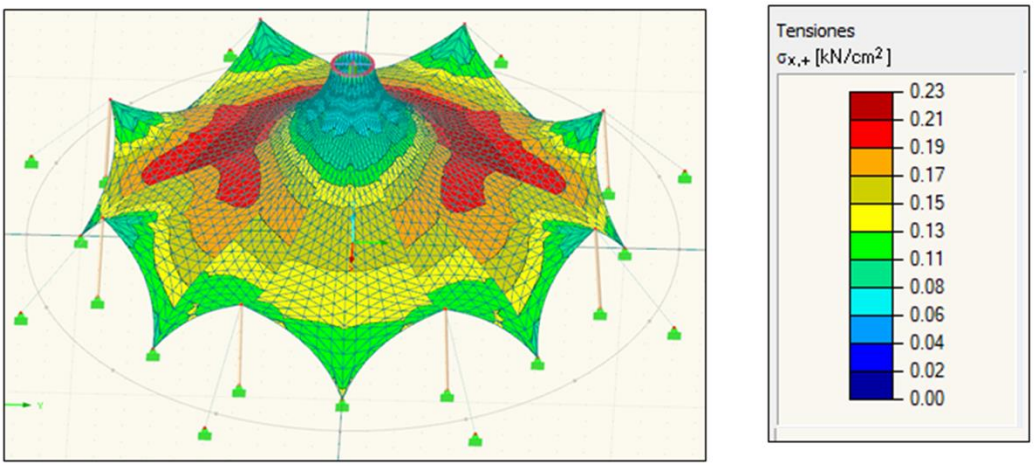
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 119: Tensiones en membrana por D+L



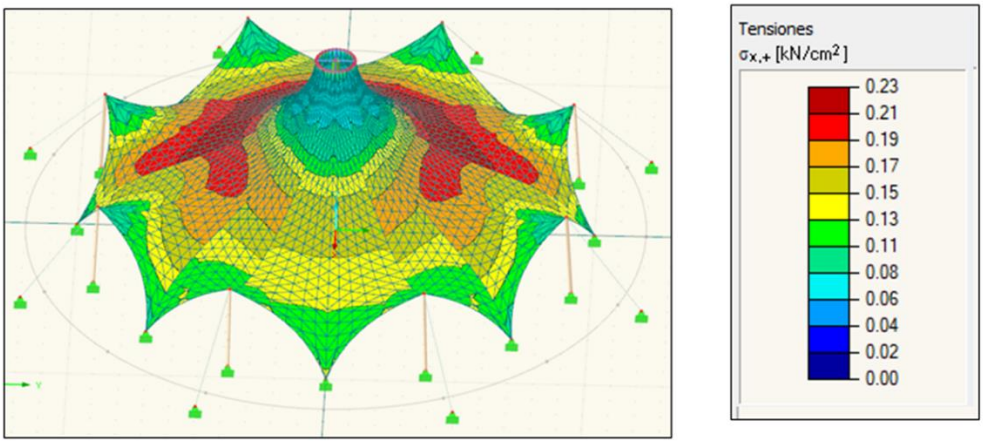
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 120: Tensiones en membrana por D+W



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 121: Tensiones en membrana por D+L+W



Fuente: Elaboración propia

Se determinó que todas las tensiones actuantes no superarán a las resistentes.

Tabla 57: Comprobación de esfuerzos en membrana

E.	Tensiones		Area	Tension		Resistencia		Ver.
D	61182.97	kg/m2	42.78	1430.18	kg	5100.00	kg	CUMPLE
D+L	132563.11	kg/m2	27.00	4909.74	kg	5100.00	kg	CUMPLE
D+W	244731.89	kg/m2	51.78	4726.38	kg	5100.00	kg	CUMPLE
D+L+W	112168.78	kg/m2	28.15	3984.68	kg	5100.00	kg	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

3.7.5 Metrados de estructuras

Se realizó los metrados de todas las partidas que se realizaran en la construcción del polideportivo de Oyotún obteniendo la cuantificación de estas para posteriormente obtener el presupuesto, ver Anexo 14.

3.7.6 Evaluación de Impacto ambiental

Para la evaluación de impacto ambiental se identificó las posibles áreas afectadas por los impactos ambientales probables que se generaran en la construcción y funcionamiento del polideportivo de Oyotún, con el fin de ejercer medidas preventivas y correctoras para evitar el daño a los factores ambientales presentes. Ver Anexo 16.

3.7.7 Presupuesto

El presupuesto obtenido para el proyecto del polideportivo en la provincia de Oyotún, se encontró teniendo en cuenta los metrados realizados y multiplicados por su respectivo análisis de costos unitarios, para los cuales la revista CONSTRUCTIVO [60] nos ha servido de guía. El presupuesto se plasmó en el Anexo 15.

3.8 Consideraciones éticas

Todos los informes, ensayos y trabajos realizados dentro de esta tesis han sido extraídos de una fuente fidedigna o desarrollados por mi autoría. Además, se ha referenciado todos los autores de los cuales hemos extraído información, con la cual se ha logrado alcanzar el objetivo principal de este trabajo de investigación

.

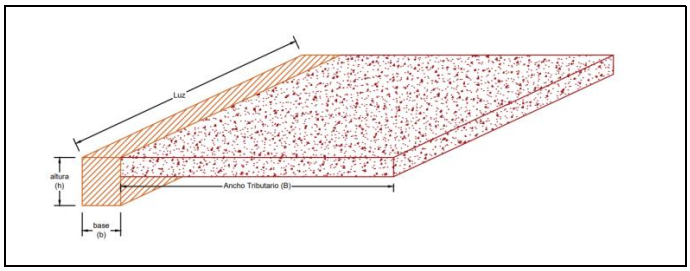
IV. RESULTADOS

4.1 Predimensionamiento de bloques de concreto.

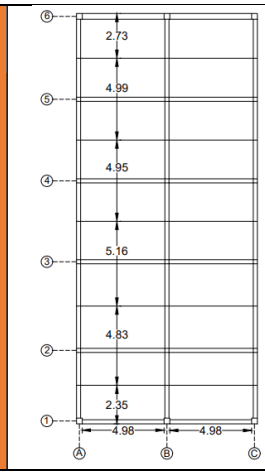
4.1.1 Predimensionamiento bloque A

Tabla 58 : Predimensionamiento de Bloque A

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

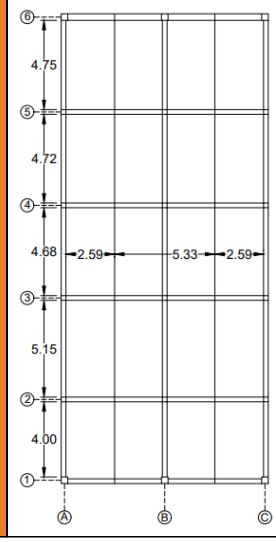


EJE X



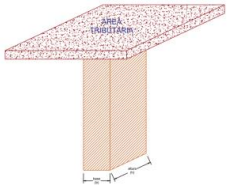
EJE	Entre los Ejes	Ancho tributario (m)	Luz (m)	base b (m)	altura h (m)	Uniformizando Medidas	LEYENDA
1	A - B	2.35	4.98	0.25	0.42	25 x 45	V-101
1	B - C	2.35	4.98	0.25	0.42	25 x 45	V-101
2	A - B	4.83	4.98	0.25	0.42	25 x 45	V-101
2	B - C	4.83	4.98	0.25	0.42	25 x 45	V-101
3	A - B	5.16	4.98	0.26	0.42	25 x 45	V-101
3	B - C	5.16	4.98	0.26	0.42	25 x 45	V-101
4	A - B	4.95	4.98	0.25	0.42	25 x 45	V-101
4	B - C	4.95	4.98	0.25	0.42	25 x 45	V-101
5	A - B	4.99	4.98	0.25	0.42	25 x 45	V-101
5	B - C	4.99	4.98	0.25	0.42	25 x 45	V-101
6	A - B	2.73	4.98	0.25	0.42	25 x 45	V-101
6	B - C	2.73	4.98	0.25	0.42	25 x 45	V-101

EJE Y

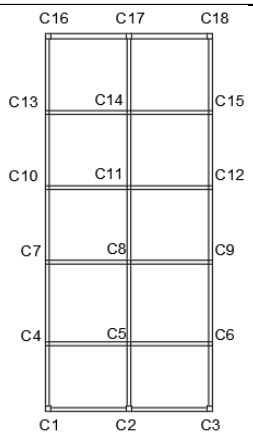


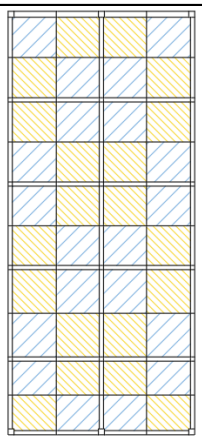
EJE	Entre los Ejes	Ancho tributario (m)	Luz (m)	base b (m)	altura h (m)	Uniformizando Medidas	LEYENDA
A	1 - 2	2.59	4.00	0.25	0.29	25 x 40	V-102
A	2 - 3	2.59	5.15	0.25	0.37	25 x 40	V-102
A	3 - 4	2.59	4.68	0.25	0.33	25 x 40	V-102
A	4 - 5	2.59	4.72	0.25	0.34	25 x 40	V-102
A	5 - 6	2.59	4.75	0.25	0.34	25 x 40	V-102
B	1 - 2	5.33	4.00	0.27	0.29	25 x 40	V-102
B	2 - 3	5.33	5.15	0.27	0.37	25 x 40	V-102
B	3 - 4	5.33	4.68	0.27	0.33	25 x 40	V-102
B	4 - 5	5.33	4.72	0.27	0.34	25 x 40	V-102
B	5 - 6	5.33	4.75	0.27	0.34	25 x 40	V-102
C	1 - 2	2.59	4.00	0.25	0.29	25 x 40	V-102
C	2 - 3	2.59	5.15	0.25	0.37	25 x 40	V-102
C	3 - 4	2.59	4.68	0.25	0.33	25 x 40	V-102
C	4 - 5	2.59	4.72	0.25	0.34	25 x 40	V-102
C	5 - 6	2.59	4.75	0.25	0.34	25 x 40	V-102

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS



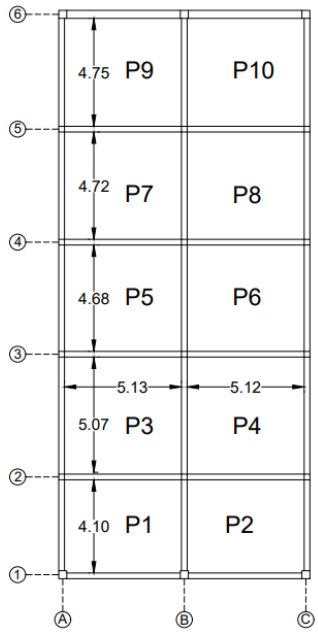
Número de Piso : 1
Peso aproximado : 1000 kg/m2
f'c : 210 kg/cm2





Columna	Área Tributaria (m2)	Peso Soportado (ton)	Área de la columna (cm2)	Lado de la columna cuadrada (cm)	Medidas Finales	
					Lado X-X	Lado Y-Y
C1	6.68	6680	90.88	9.53	35	35
C2	12.51	12510	170.20	13.05	35	35
C3	6.68	6680	90.88	9.53	35	35
C4	13.69	13690	186.26	13.65	35	35
C5	25.69	25690	349.52	18.70	35	35
C6	13.69	13690	186.26	13.65	35	35
C7	14.65	14650	199.32	14.12	35	35
C8	27.5	27500	374.15	19.34	35	35
C9	14.65	14650	199.32	14.12	35	35
C10	14.04	14040	191.02	13.82	35	35
C11	26.35	26350	358.50	18.93	35	35
C12	14.05	14050	191.16	13.83	35	35
C13	14.15	14150	192.52	13.88	35	35
C14	26.55	26550	361.22	19.01	35	35
C15	14.15	14150	192.52	13.88	35	35
C16	7.73	7730	105.17	10.26	35	35
C17	14.51	14510	197.41	14.05	35	35
C18	7.73	7730	105.17	10.26	35	35

PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS



LOSA ALIGERADA

Un extremo continuo h≥L/18.5
Dos extremos continuos h≥L/21

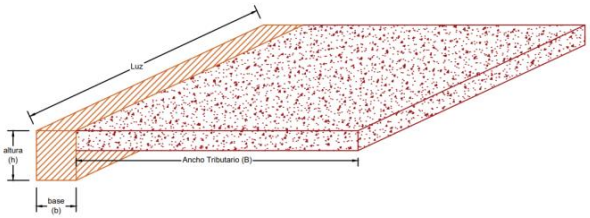
PAÑO	Luz (m)	1 Extremo continuo	2 Extremos continuos	CONSIDERADO
P1	4.05	0.22	0.19	**0.20**
P2	4.05	0.22	0.19	**0.20**
P3	5.25	0.28	0.25	**0.20**
P4	5.25	0.28	0.25	**0.20**
P5	4.68	0.25	0.22	**0.20**
P6	4.68	0.25	0.22	**0.20**
P7	4.62	0.25	0.22	**0.20**
P8	4.62	0.25	0.22	**0.20**
P9	4.90	0.26	0.23	**0.20**
P10	4.90	0.26	0.23	**0.20**

Fuente: Elaboración propia

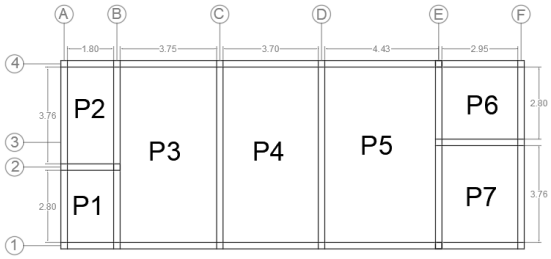
4.1.2 Predimensionamiento bloque B

Tabla 59: Predimensionamiento de Bloque B

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

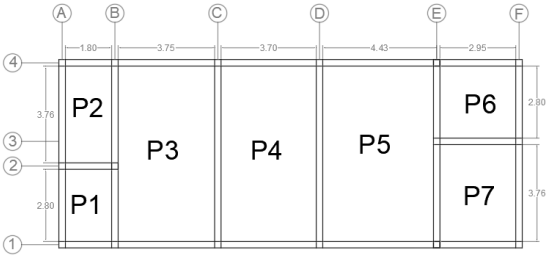
BLOQUE B	

EJE X



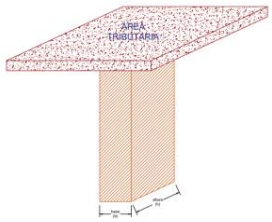
EJE	Entre los Ejes	Ancho tributario (m)	Luz (m)	base b (m)	altura h (m)	Uniformizando Medidas	LEYENDA
1	A - B	1.40	1.80	0.25	0.15	25 x 30	V-101
1	B - C	3.50	3.75	0.25	0.31	25 x 30	V-101
1	C - D	3.50	3.70	0.25	0.31	25 x 30	V-101
1	D - E	3.50	4.43	0.25	0.37	25 x 30	V-101
1	E - F	1.88	2.95	0.25	0.25	25 x 30	V-101
1	B - C	5.16	4.98	0.26	0.42	25 x 30	V-101
2	A - B	1.40	1.80	0.25	0.15	25 x 30	V-101
3	E - F	1.88	2.95	0.25	0.25	25 x 30	V-101
4	A - B	1.88	1.80	0.25	0.15	25 x 30	V-101
4	B - C	3.50	3.75	0.25	0.31	25 x 30	V-101
4	C - D	3.50	3.70	0.25	0.31	25 x 30	V-101
4	D - E	3.50	4.43	0.25	0.37	25 x 30	V-101
4	E - F	1.40	2.95	0.25	0.25	25 x 30	V-101

EJE Y



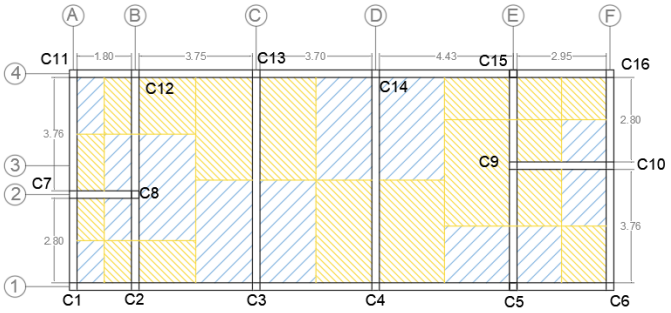
EJE	Entre los Ejes	Ancho tributario (m)	Luz (m)	base b (m)	altura h (m)	Uniformizando Medidas	LEYENDA
A	1 - 2	0.90	2.80	0.25	0.23	25 x 30	V-101
A	2 - 4	0.90	3.76	0.25	0.31	25 x 30	V-101
B	1 - 2	2.77	2.80	0.25	0.23	25 x 30	V-101
B	2 - 4	2.77	3.76	0.25	0.31	25 x 30	V-101
C	1 - 4	3.72	7.00	0.25	0.50	30 x 50	V-102
D	1 - 4	4.07	7.00	0.25	0.50	30 x 50	V-102
E	1 - 3	3.69	3.76	0.25	0.31	25 x 30	V-101
E	3 - 4	3.69	2.80	0.25	0.23	25 x 30	V-101
F	1 - 3	1.50	3.76	0.25	0.31	25 x 30	V-101
F	3 - 4	1.50	2.80	0.25	0.23	25 x 30	V-101

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS



BLOQUE B

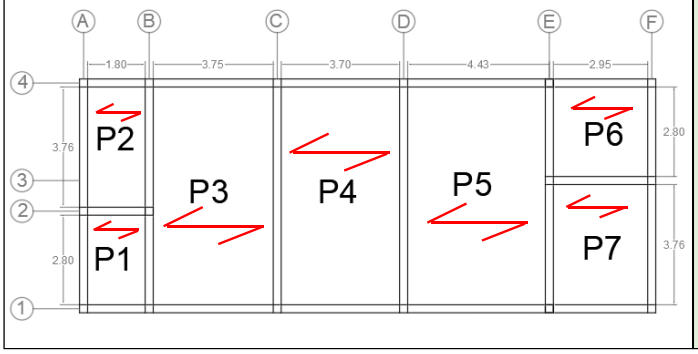
Número de Piso : 1
Peso aproximado : 1000 kg/m2
f'c : 210 kg/cm2



Columna	Área Tributaria (m2)	Peso Soportado (kg)	Área de la columna (cm2)	Lado de la columna cuadrada (cm)	Medidas Finales Lado X-X	Medidas Finales Lado Y-Y
C1	1.26	1260	17.14	4.14	35	35
C2	4.24	4240	57.69	7.60	35	35
C3	13.53	13530	184.08	13.57	35	35
C4	14.47	14470	196.87	14.03	35	35
C5	7.28	7280	99.05	9.95	35	35
C6	2.8	2800	38.10	6.17	35	35
C7	3.18	3180	43.27	6.58	35	35
C8	10.67	10670	145.17	12.05	35	35
C9	13.67	13670	185.99	13.64	35	35
C10	5.2	5200	70.75	8.41	35	35
C11	1.69	1690	22.99	4.80	35	35
C12	5.69	5690	77.41	8.80	35	35
C13	13.53	13530	184.08	13.57	35	35
C14	14.47	14470	196.87	14.03	35	35
C15	5.5	5500	74.83	8.65	35	35
C16	2.06	2060	28.03	5.29	35	35

PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS

BLOQUE B



LOSA ALIGERADA

Un extremo continuo h≥L/18.5
Dos extremos continuos h≥L/21

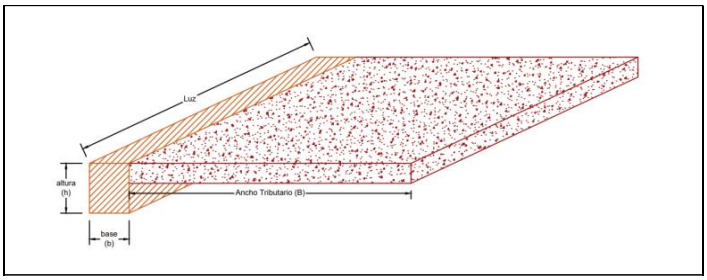
PAÑO	Luz (m)	1 Extremo continuo	2 Extremos continuos	CONSIDERADO
P1	1.80	0.10	0.09	**0.20**
P2	1.80	0.10	0.09	**0.20**
P3	3.75	0.20	0.18	**0.20**
P4	3.70	0.20	0.18	**0.20**
P5	4.25	0.23	0.20	**0.20**
P6	2.95	0.16	0.14	**0.20**
P7	2.95	0.16	0.14	**0.20**

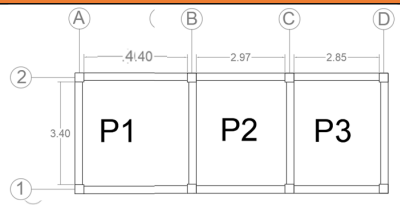
Fuente: Elaboración propia

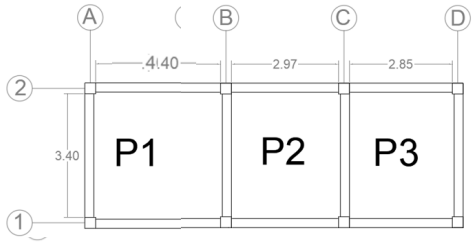
4.1.3 Predimensionamiento bloque C

Tabla 60: Predimensionamiento de Bloque C

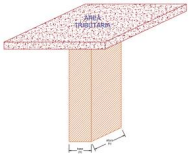
PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS



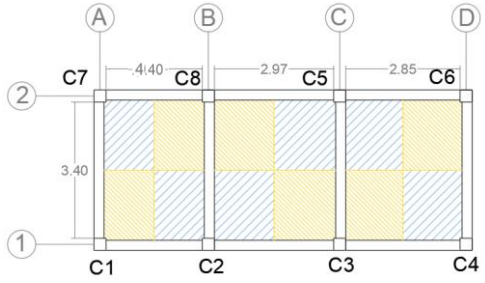
EJE X	EJE	Entre los Ejes	Ancho tributario (m)	Luz (m)	base b (m)	altura h (m)	Uniformizando Medidas	LEYENDA
	1	A - B	1.70	4.40	0.25	0.37	25 x 30	V-101
	1	B - C	1.70	2.97	0.25	0.25	25 x 30	V-101
	1	C - D	1.70	2.85	0.25	0.24	25 x 30	V-101
	2	A - B	1.70	4.40	0.25	0.37	25 x 30	V-101
	2	B - C	1.70	2.97	0.25	0.25	25 x 30	V-101
	2	C - D	1.70	2.85	0.25	0.24	25 x 30	V-101

EJE Y	EJE	Entre los Ejes	Ancho tributario (m)	Luz (m)	base b (m)	altura h (m)	Uniformizando Medidas	LEYENDA
	A	1 - 2	2.20	3.40	0.25	0.24	25 x 30	V-101
	B	1 - 2	3.69	3.40	0.25	0.24	25 x 30	V-101
	C	1 - 2	2.91	3.40	0.25	0.24	25 x 30	V-101
	D	1 - 2	1.43	3.40	0.25	0.24	25 x 30	V-101

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

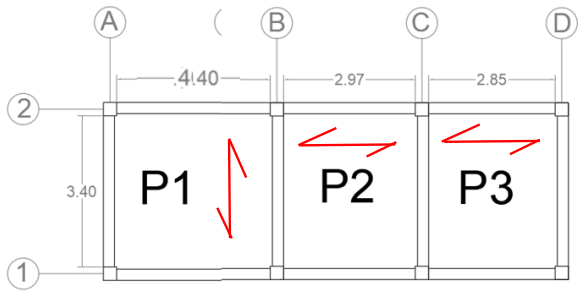


Número de Piso : 1
Peso aproximado : 1000 kg/m2
f'c : 210 kg/cm2



Columna	Área Tributaria (m2)	Peso Soportado (ton)	Área de la columna (cm2)	Lado de la columna cuadrada (cm)	Medidas Finales Lado X-X	Medidas Finales Lado Y-Y
C1	2.19	2190	29.80	5.46	30 x	30
C2	5.27	5270	71.70	8.47	30 x	30
C3	5.89	5890	80.14	8.95	30 x	30
C4	2.66	2660	36.19	6.02	30 x	30
C5	2.19	2190	29.80	5.46	30 x	30
C6	5.27	5270	71.70	8.47	30 x	30
C7	5.89	5890	80.14	8.95	30 x	30
C8	2.66	2660	36.19	6.02	30 x	30

PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS



LOSA ALIGERADA

Un extremo continuo	h≥L/18.5
Dos extremos continuos	h≥L/21

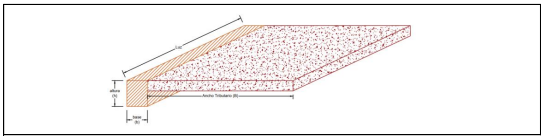
PAÑO	Luz (m)	1 Extremo continuo	2 Extremos continuos	CONSIDERADO
P1	3.40	0.18	0.16	**0.20**
P2	2.97	0.16		**0.20**
P3	2.85	0.15	0.14	**0.20**

Fuente: Elaboración propia

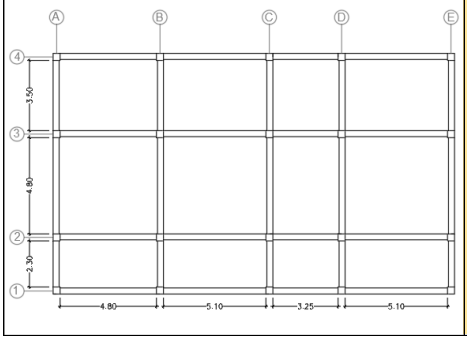
4.1.4 Predimensionamiento bloque D

Tabla 61: Predimensionamiento de Bloque D

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

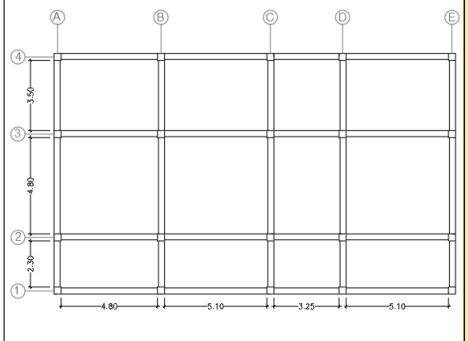


EJE X



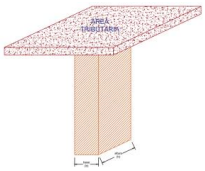
EJE	Entre los Ejes	Ancho tributario (m)	Luz (m)	base b (m)	altura h (m)	Uniformizando Medidas	LEYENDA
1	A - B	1.15	4.80	0.25	0.40	30 x 40	V-101
1	B - C	1.15	5.10	0.25	0.43	30 x 40	V-101
1	C - D	1.15	3.25	0.25	0.27	30 x 40	V-101
1	D - E	1.15	5.10	0.25	0.43	30 x 40	V-101
2	A - B	3.55	4.80	0.25	0.40	30 x 40	V-101
2	B - C	3.55	5.10	0.25	0.43	30 x 40	V-101
2	C - D	3.55	3.25	0.25	0.27	30 x 40	V-101
2	D - E	3.55	5.10	0.25	0.43	30 x 40	V-101
2	A - B	4.15	4.80	0.25	0.40	30 x 40	V-101
2	B - C	4.15	5.10	0.25	0.43	30 x 40	V-101
2	C - D	4.15	3.25	0.25	0.27	30 x 40	V-101
2	D - E	4.15	5.10	0.25	0.43	30 x 40	V-101
2	A - B	1.75	4.80	0.25	0.40	30 x 40	V-101
2	B - C	1.75	5.10	0.25	0.43	30 x 40	V-101
2	C - D	1.75	3.25	0.25	0.27	30 x 40	V-101
2	D - E	1.75	5.10	0.25	0.27	30 x 40	V-101

EJE Y

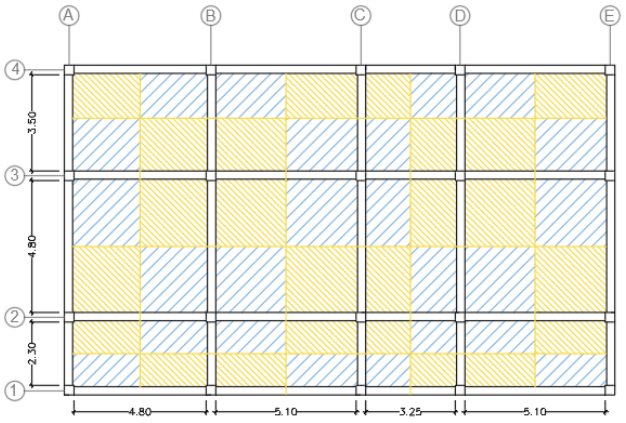


EJE	Entre los Ejes	Ancho tributario (m)	Luz (m)	base b (m)	altura h (m)	Uniformizando Medidas	LEYENDA
A	1 - 2	2.40	2.30	0.25	0.23	30 x 35	V-102
A	2 - 3	2.40	4.80	0.25	0.40	30 x 35	V-102
A	3 - 4	2.40	3.50	0.25	0.29	30 x 35	V-102
B	1 - 2	4.95	2.30	0.25	0.19	30 x 35	V-102
B	2 - 3	4.95	4.80	0.25	0.40	30 x 35	V-102
B	3 - 4	4.95	3.50	0.25	0.29	30 x 35	V-102
C	1 - 2	4.18	2.30	0.25	0.19	30 x 35	V-102
C	2 - 3	4.18	4.80	0.25	0.40	30 x 35	V-102
C	3 - 4	4.18	3.50	0.25	0.29	30 x 35	V-102
D	1 - 2	4.18	2.30	0.25	0.19	30 x 35	V-102
D	2 - 3	4.18	4.80	0.25	0.40	30 x 35	V-102
D	3 - 4	4.18	3.50	0.25	0.29	30 x 35	V-102
D	1 - 2	2.55	2.30	0.25	0.19	30 x 35	V-102
D	2 - 3	2.55	4.80	0.25	0.40	30 x 35	V-102
D	3 - 4	2.55	3.50	0.25	0.25	30 x 35	V-102

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

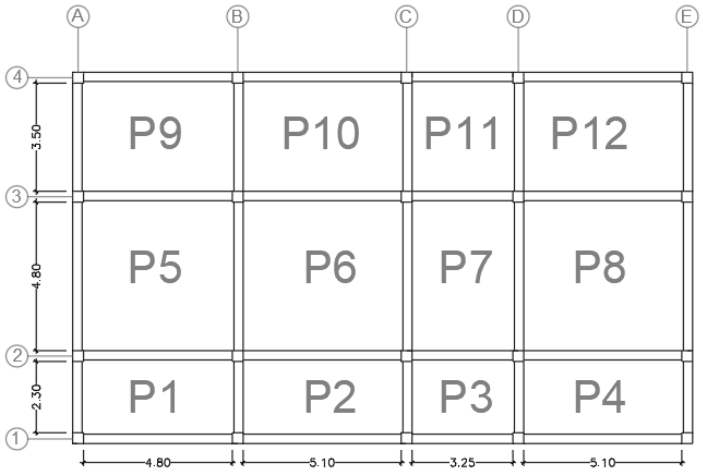


Número de Piso :	1	
Peso aproximado :	1000	kg/m2
f'c :	210	kg/cm2



Columna	Área Tributaria (m2)	Peso Soportado (ton)	Área de la columna (cm2)	Lado de la columna cuadrada (cm)	Medidas Finales	
					Lado X-X	Lado Y-Y
C1	4.13	4130	56.19	7.50	35 x	35
C2	7.95	7950	108.16	10.40	35 x	35
C3	6.97	6970	94.83	9.74	35 x	35
C4	6.78	6780	92.24	9.60	35 x	35
C5	4.35	4350	59.18	7.69	35 x	35
C6	10.72	10720	145.85	12.08	35 x	35
C7	20.67	20670	281.22	16.77	35 x	35
C8	17.88	17880	243.27	15.60	35 x	35
C9	17.65	17650	240.14	15.50	35 x	35
C10	11.31	11310	153.88	12.40	35 x	35
C11	12.65	12650	172.11	13.12	35 x	35
C12	24.73	24730	336.46	18.34	35 x	35
C13	18.52	18520	251.97	15.87	35 x	35
C14	20.5	20500	278.91	16.70	35 x	35
C15	12.65	12650	172.11	13.12	35 x	35
C16	4.13	4130	56.19	7.50	35 x	35
C17	7.95	7950	108.16	10.40	35 x	35
C18	6.97	6970	94.83	9.74	35 x	35
C19	6.78	6780	92.24	9.60	35 x	35
C20	4.35	4350	59.18	7.69	35 x	35

PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS



LOSA ALIGERADA

Un extremo continuo	h≥L/18.5
Dos extremos continuos	h≥L/21

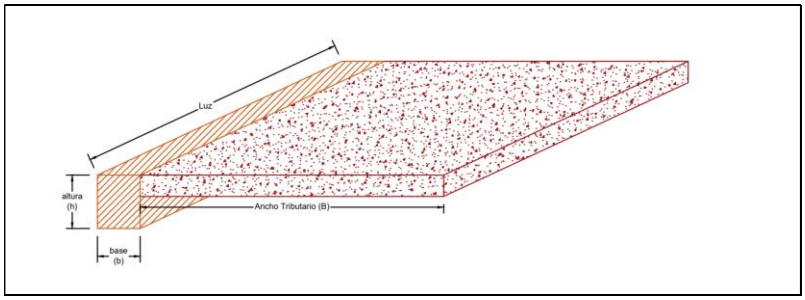
PAÑO	Luz (m)	1 Extremo continuo	2 Extremos continuos	CONSIDERADO
P1	2.30	0.12	0.11	**0.20**
P2	2.30	0.12	0.11	**0.20**
P3	2.30	0.12	0.11	**0.20**
P4	2.30		0.11	**0.20**
P5	4.80		0.23	**0.20**
P6	4.80		0.23	**0.20**
P7	4.80		0.23	**0.20**
P8	4.80		0.23	**0.20**
P9	3.50	0.19	0.17	**0.20**
P10	3.50	0.19	0.17	**0.20**
P11	3.50	0.19	0.17	**0.20**
P12	3.50	0.19	0.17	**0.20**

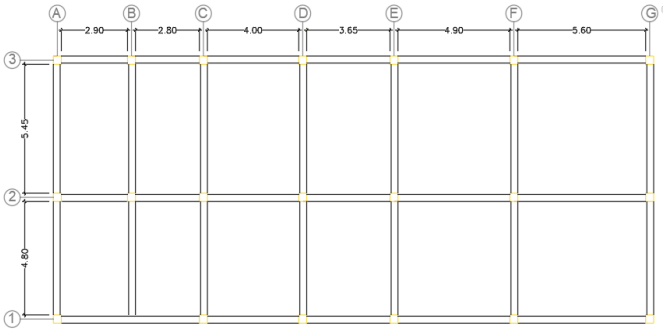
Fuente: Elaboración propia

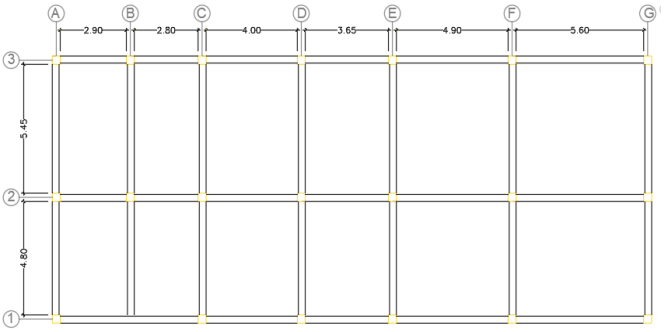
4.1.5 Predimensionamiento bloque E

Tabla 62: Predimensionamiento de Bloque E

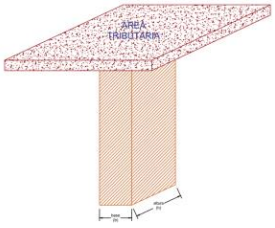
PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS



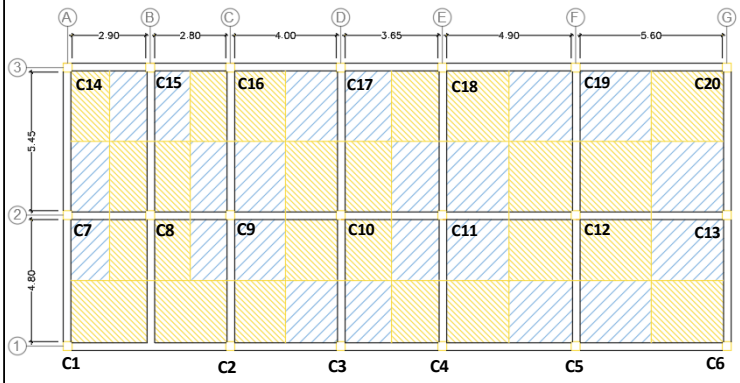
EJE X	EJE	Entre los Ejes	Ancho tributario (m)	Luz (m)	base b (m)	altura h (m)	Uniformizando Medidas	LEYENDA
	1	A - B	2.40	2.90	0.25	0.24	25 x 30	V-101
	1	B - C	2.40	2.80	0.25	0.23	25 x 30	V-101
	1	C - D	2.40	4.00	0.25	0.33	25 x 30	V-101
	1	D - E	2.40	3.65	0.25	0.30	25 x 30	V-101
	1	E - F	2.40	4.90	0.25	0.41	25 x 40	V-102
	1	F - G	2.40	5.60	0.25	0.47	25 x 40	V-102
	2	A - B	5.13	2.90	0.26	0.24	25 x 30	V-101
	2	B - C	5.13	2.80	0.26	0.23	25 x 30	V-101
	2	C - D	5.13	4.00	0.26	0.33	25 x 30	V-101
	2	D - E	5.13	3.65	0.26	0.30	25 x 30	V-101
	2	E - F	5.13	4.90	0.26	0.41	25 x 40	V-102
	2	F - G	5.13	5.60	0.26	0.47	25 x 40	V-102
	3	A - B	2.73	2.90	0.25	0.24	25 x 30	V-101
	3	B - C	2.73	2.80	0.25	0.23	25 x 30	V-101
	3	C - D	2.73	4.00	0.25	0.33	25 x 30	V-101
	3	D - E	2.73	3.65	0.25	0.30	25 x 30	V-101
	3	E - F	2.73	4.90	0.25	0.41	25 x 40	V-102
	3	F - G	2.73	5.60	0.25	0.41	25 x 40	V-102

EJE Y	EJE	Entre los Ejes	Ancho tributario (m)	Luz (m)	base b (m)	altura h (m)	Uniformizando Medidas	LEYENDA
	A	1 - 2	1.45	4.80	0.25	0.40	30 x 40	V-103
	A	2 - 3	1.45	5.45	0.25	0.45	30 x 40	V-103
	B	1 - 2	2.85	4.80	0.25	0.40	30 x 40	V-103
	B	2 - 3	2.85	5.45	0.25	0.45	30 x 40	V-103
	C	1 - 2	3.40	4.80	0.25	0.40	30 x 20	V-104
	C	2 - 3	3.40	5.45	0.25	0.45	30 x 40	V-103
	D	1 - 2	3.83	4.80	0.25	0.40	30 x 40	V-103
	D	2 - 3	3.83	5.45	0.25	0.45	30 x 40	V-103
	E	1 - 2	4.28	4.80	0.25	0.40	30 x 40	V-103
	E	2 - 3	4.28	5.45	0.25	0.45	30 x 40	V-103
	F	1 - 2	5.25	4.80	0.26	0.40	30 x 40	V-103
	F	2 - 3	5.25	5.45	0.26	0.45	30 x 40	V-103
	G	1 - 2	2.80	4.80	0.25	0.40	30 x 40	V-103
	G	2 - 3	2.80	5.45	0.25	0.45	30 x 40	V-103

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

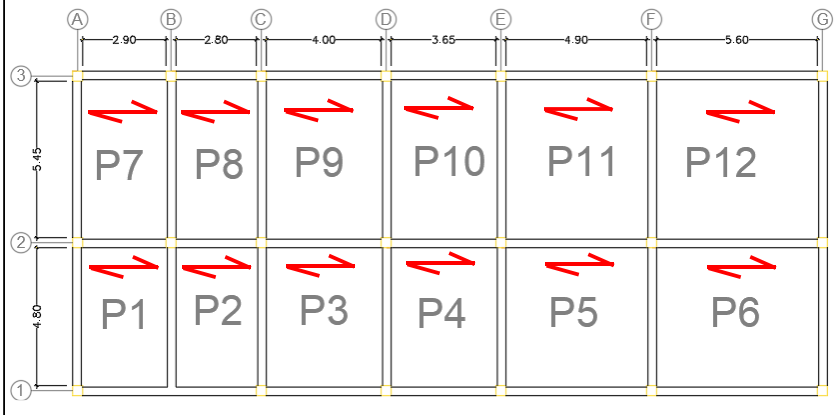


Número de Piso : 1
Peso aproximado : 1000 kg/m2
f'c : 210 kg/cm2



Columna	Área Tributaria (m2)	Peso Soportado (ton)	Área de la columna (cm2)	Lado de la columna cuadrada (cm)	Medidas Finales Lado X-X	Medidas Finales Lado Y-Y
C1	9.28	9280	126.26	11.24	35	35
C2	14.78	14780	201.09	14.18	35	35
C3	11.48	11480	156.19	12.50	35	35
C4	12.71	12710	172.93	13.15	35	35
C5	15.4	15400	209.52	14.47	35	35
C6	8.66	8660	117.82	10.85	35	35
C7	9.99	9990	135.92	11.66	35	35
C8	17.31	17310	235.51	15.35	35	35
C9	19.2	19200	261.22	16.16	35	35
C10	21.52	21520	292.79	17.11	35	35
C11	23.12	23120	314.56	17.74	35	35
C12	24.73	24730	336.46	18.34	35	35
C13	12.74	12740	173.33	13.17	35	35
C14	6.89	6890	93.74	9.68	35	35
C15	11.52	11520	156.73	12.52	35	35
C16	12.88	12880	175.24	13.24	35	35
C17	12.56	12560	170.88	13.07	35	35
C18	13.02	13020	177.14	13.31	35	35
C19	14.85	14850	202.04	14.21	35	35
C20	6.48	6480	88.16	9.39	35	35

PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS



LOSA ALIGERADA

Un extremo continuo h≥L/18.5
Dos extremos continuos h≥L/21

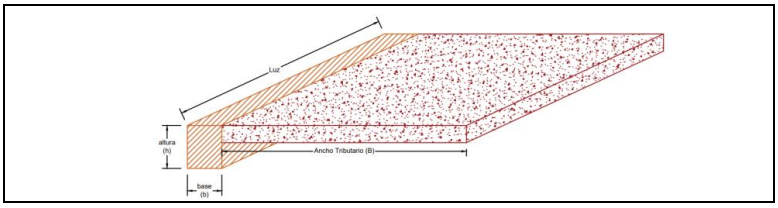
PAÑO	Luz (m)	1 Extremo continuo	2 Extremos continuos	CONSIDERADO	
P1	2.90	0.16	0.14	0.20	
P2	2.80	0.15	0.13	0.20	
P3	4.00	0.22	0.19	0.20	
P4	3.65	0.20	0.17	0.20	
P5	4.90	0.26	0.23	0.20	**
P6	5.60	0.30	0.27	0.20	**
P7	2.90	0.16	0.14	0.20	
P8	2.80	0.15	0.13	0.20	
P9	4.00	0.22	0.19	0.20	
P10	3.65	0.20	0.17	0.20	
P11	4.90	0.26	0.23	0.20	
P12	5.60	0.30	0.27	0.20	

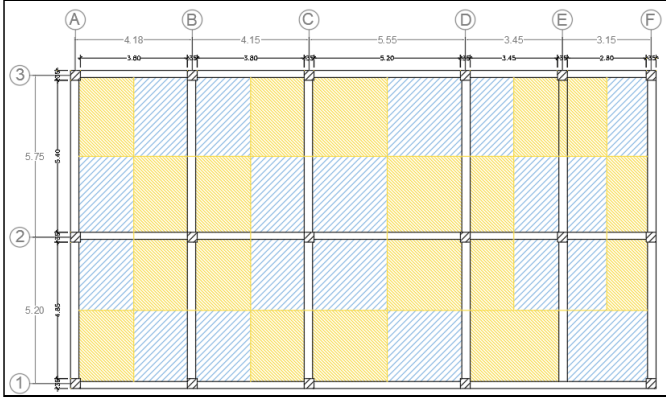
Fuente: Elaboración propia

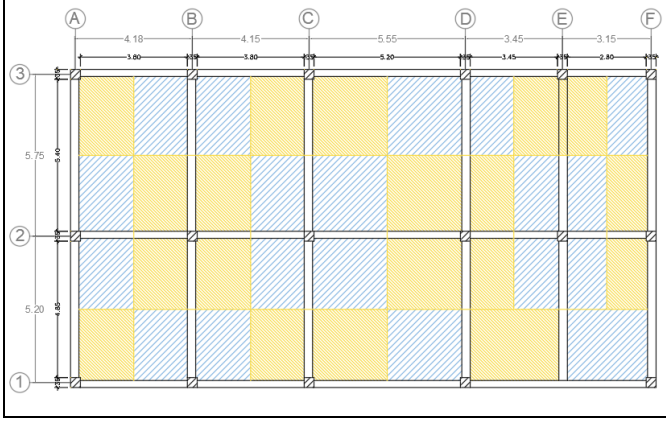
4.1.6 Predimensionamiento bloque F

Tabla 63: Predimensionamiento de Bloque F

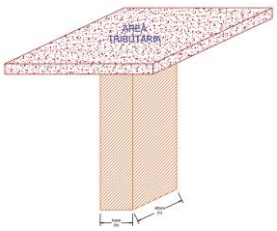
PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS



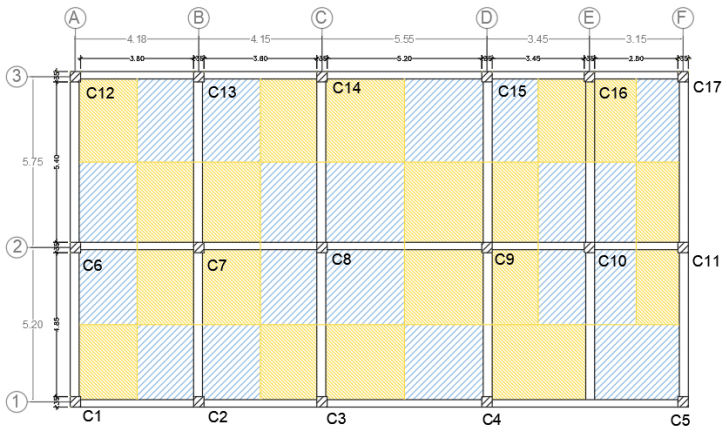
EJE X	EJE	Entre los Ejes	Ancho tributario (m)	Luz (m)	base b (m)	altura h (m)	Uniformizando Medidas	LEYENDA
	1	A - B	2.43	3.80	0.25	0.32	25 x 30	V-101
	1	B - C	2.43	3.80	0.25	0.32	25 x 30	V-101
	1	C - D	2.43	5.20	0.25	0.37	25 x 30	V-101
	1	D - F	2.43	6.25	0.25	0.45	25 x 40	V-103
	2	A - B	5.13	3.80	0.26	0.32	25 x 30	V-101
	2	B - C	5.13	3.80	0.26	0.32	25 x 30	V-101
	2	C - D	5.13	5.20	0.26	0.43	25 x 30	V-101
	2	D - E	5.13	3.45	0.26	0.29	25 x 30	V-101
	2	E - F	5.13	2.80	0.26	0.23	25 x 30	V-101
	3	A - B	2.70	3.80	0.25	0.32	25 x 30	V-101
	3	B - C	2.70	3.80	0.25	0.32	25 x 30	V-101
	3	C - D	2.70	5.20	0.25	0.43	25 x 30	V-101
	3	D - E	2.70	3.45	0.25	0.29	25 x 30	V-101
	3	E - F	2.70	2.80	0.25	0.29	25 x 30	V-101

EJE Y	EJE	Entre los Ejes	Ancho tributario (m)	Luz (m)	base b (m)	altura h (m)	Uniformizando Medidas	LEYENDA
	A	1 - 2	1.90	4.85	0.25	0.40	30 x 40	V-102
	A	2 - 3	1.90	5.40	0.25	0.45	30 x 40	V-102
	B	1 - 2	3.80	4.85	0.25	0.40	30 x 40	V-102
	B	2 - 3	3.80	5.40	0.25	0.45	30 x 40	V-102
	C	1 - 2	4.50	4.85	0.25	0.40	30 x 40	V-102
	C	2 - 3	4.50	5.40	0.25	0.45	30 x 40	V-102
	D	1 - 2	4.33	4.85	0.25	0.40	30 x 40	V-102
	D	2 - 3	4.33	5.40	0.25	0.45	30 x 40	V-102
	E	1 - 2	3.13	4.85	0.25	0.40	30 x 40	V-102
	E	2 - 3	3.13	5.40	0.25	0.45	30 x 40	V-102
	F	1 - 2	1.40	4.85	0.25	0.40	30 x 40	V-102
	F	2 - 3	1.40	5.40	0.25	0.45	30 x 40	V-102

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

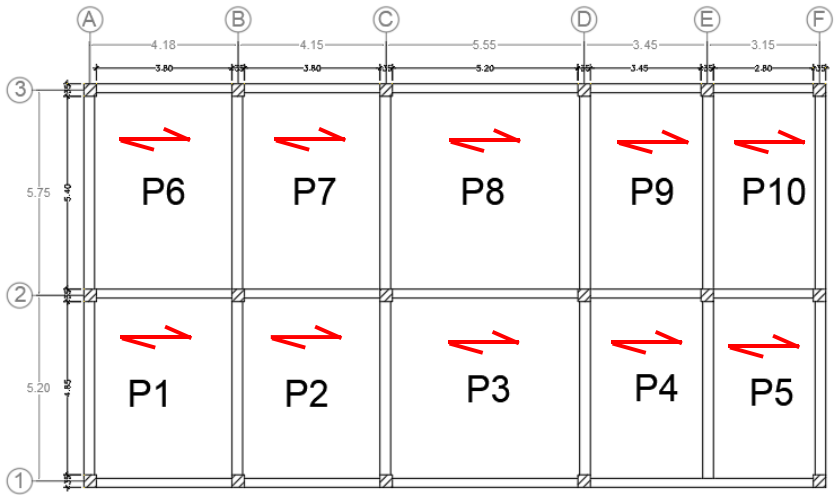


Número de Piso :	1	
Peso aproximado :	1000	kg/m2
f'c :	210	kg/cm2



Columna	Área Tributaria (m2)	Peso Soportado (ton)	Área de la columna (cm2)	Lado de la columna cuadrada (cm)	Medidas Finales Lado X-X	Medidas Finales Lado Y-Y
C1	6.24	6240	84.90	9.21	**35**	**35**
C2	11.69	11690	159.05	12.61	**35**	**35**
C3	13.52	13520	183.95	13.56	**35**	**35**
C4	10.52	10520	143.13	11.96	**35**	**35**
C5	9.58	9580	130.34	11.42	**35**	**35**
C6	12.31	12310	167.48	12.94	**35**	**35**
C7	20.51	20510	279.05	16.70	**35**	**35**
C8	26.82	26820	364.90	19.10	**35**	**35**
C9	20.51	20510	279.05	16.70	**35**	**35**
C10	18.46	18460	251.16	15.85	**35**	**35**
C11	9.58	9580	130.34	11.42	**35**	**35**
C12	5.24	5240	71.29	8.44	**35**	**35**
C13	10.22	10220	139.05	11.79	**35**	**35**
C14	13.21	13210	179.73	13.41	**35**	**35**
C15	12.95	12950	176.19	13.27	**35**	**35**
C16	8.54	8540	116.19	10.78	**35**	**35**
C17	4.25	4250	57.82	7.60	**35**	**35**

PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS



** Verif. Deflexiones

LOSA ALIGERADA

Un extremo continuo h≥L/18.5

Dos extremos continuos h≥L/21

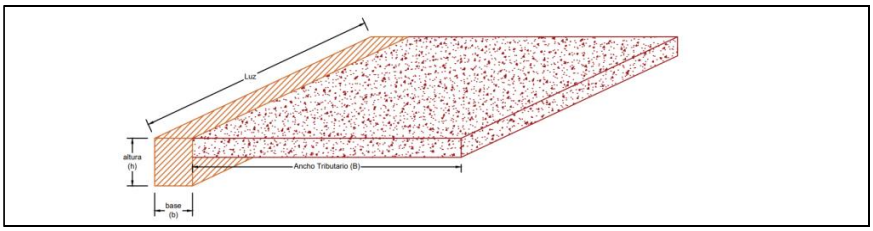
PAÑO	Luz (m)	1 Extremo continuo	2 Extremos continuos	CONSIDERADO	
P1	3.80	0.21	0.18	**0.20**	
P2	3.80	0.21	0.18	**0.20**	
P3	5.20	0.28	0.25	**0.20**	**
P4	3.10	0.17	0.15	**0.20**	
P5	2.80	0.15	0.13	**0.20**	
P6	3.80	0.21	0.18	**0.20**	**
P7	3.80	0.21	0.18	**0.20**	
P8	5.20	0.28	0.25	**0.20**	**
P9	3.10	0.17	0.15	**0.20**	
P10	2.80	0.15	0.13	**0.20**	

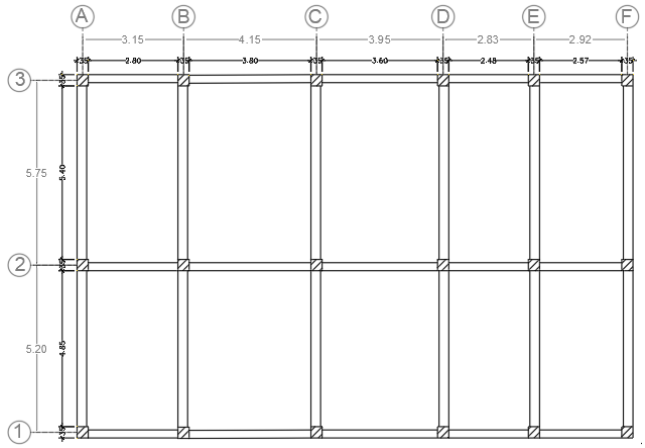
Fuente: Elaboración propia

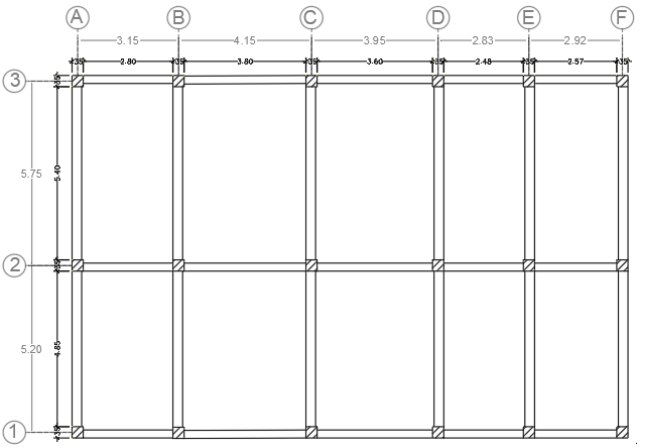
4.1.7 Predimensionamiento bloque G

Tabla 64: Predimensionamiento de Bloque G

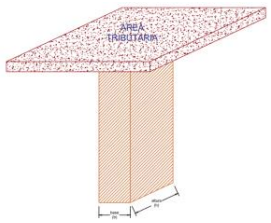
PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS



EJE X	EJE	Entre los Ejes	Ancho tributario (m)	Luz (m)	base b (m)	altura h (m)	Uniformizando Medidas	LEYENDA
	1	A - B	2.60	2.80	0.25	0.23	25 x 30	V-101
	1	B - C	2.60	3.80	0.25	0.32	25 x 30	V-101
	1	C - D	2.60	3.60	0.25	0.26	25 x 30	V-101
	1	D - E	2.60	2.48	0.25	0.18	25 x 30	V-101
	1	E - F	2.60	2.57	0.25	0.21	25 x 30	V-101
	2	A - B	5.48	2.80	0.27	0.23	25 x 30	V-101
	2	B - C	5.48	3.80	0.27	0.32	25 x 30	V-101
	2	C - D	5.48	3.60	0.27	0.30	25 x 30	V-101
	2	D - E	5.48	2.48	0.27	0.21	25 x 30	V-101
	2	E - F	5.48	2.57	0.27	0.21	25 x 30	V-101
	3	A - B	2.88	2.80	0.25	0.23	25 x 30	V-101
	3	B - C	2.88	3.80	0.25	0.32	25 x 30	V-101
	3	C - D	2.88	3.60	0.25	0.30	25 x 30	V-101
	3	D - E	2.88	2.48	0.25	0.21	25 x 30	V-101
	3	E - F	2.88	2.57	0.25	0.30	25 x 30	V-101

EJE Y	EJE	Entre los Ejes	Ancho tributario (m)	Luz (m)	base b (m)	altura h (m)	Uniformizando Medidas	LEYENDA
	A	1 - 2	1.40	4.85	0.25	0.35	30 x 40	V-102
	A	2 - 3	1.40	5.40	0.25	0.39	30 x 40	V-102
	B	1 - 2	3.30	4.85	0.25	0.35	30 x 40	V-102
	B	2 - 3	3.30	5.40	0.25	0.39	30 x 40	V-102
	C	1 - 2	3.70	4.85	0.25	0.35	30 x 40	V-102
	C	2 - 3	3.70	5.40	0.25	0.39	30 x 40	V-102
	D	1 - 2	3.04	4.85	0.25	0.35	30 x 40	V-102
	D	2 - 3	3.04	5.40	0.25	0.39	30 x 40	V-102
	E	1 - 2	2.53	4.85	0.25	0.35	30 x 40	V-102
	E	2 - 3	2.53	5.40	0.25	0.39	30 x 40	V-102
	F	1 - 2	1.29	4.85	0.25	0.35	30 x 40	V-102
	F	2 - 3	1.29	5.40	0.25	0.39	30 x 40	V-102

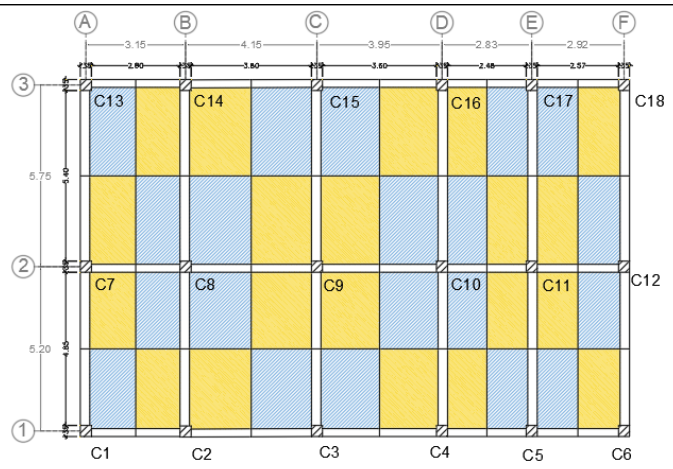
PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS



Número de Piso : 1

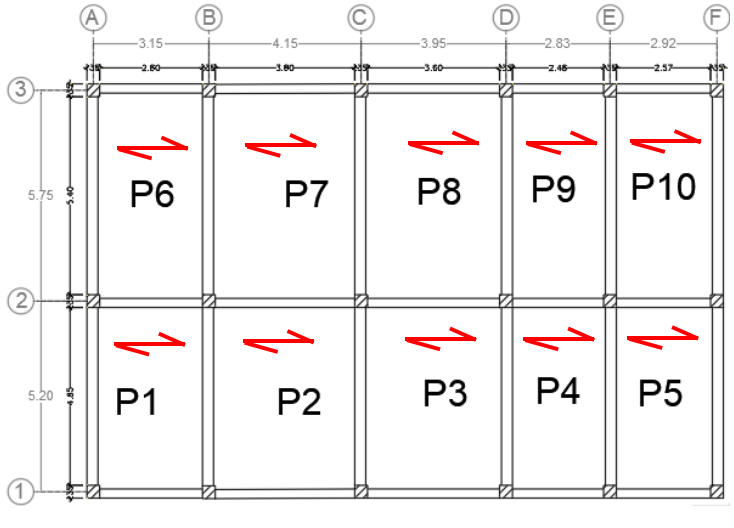
Peso aproximado : 1000 kg/m2

f'c : 210 kg/cm2



Columna	Área Tributaria (m2)	Peso Soportado (ton)	Área de la columna (cm2)	Lado de la columna cuadrada (cm)	Medidas Finales Lado X-X	Medidas Finales Lado Y-Y
C1	4.4	4400	59.86	7.74	35	35
C2	9.45	9450	128.57	11.34	35	35
C3	9.85	9850	134.01	11.58	35	35
C4	7.62	7620	103.67	10.18	35	35
C5	6.45	6450	87.76	9.37	35	35
C6	4.12	4120	56.05	7.49	35	35
C7	11.26	11260	153.20	12.38	35	35
C8	24.65	24650	335.37	18.31	35	35
C9	25.65	25650	348.98	18.68	35	35
C10	24.45	24450	332.65	18.24	35	35
C11	20.19	20190	274.69	16.57	35	35
C12	11.65	11650	158.50	12.59	35	35
C13	4.95	4950	67.35	8.21	35	35
C14	8.56	8560	116.46	10.79	35	35
C15	9.45	9450	128.57	11.34	35	35
C16	8.45	8450	114.97	10.72	35	35
C17	7.95	7950	108.16	10.40	35	35
C18	4.25	4250	57.82	7.60	35	35

PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS



** Verif. Deflexiones

LOSA ALIGERADA

Un extremo continuo h≥L/18.5

Dos extremos continuos h≥L/21

PAÑO	Luz (m)	1 Extremo continuo	2 Extremos continuos	CONSIDERADO
P1	2.80	0.15	0.13	**0.20**
P2	3.80	0.21	0.18	**0.20**
P3	3.60	0.19	0.17	**0.20**
P4	2.45	0.13	0.12	**0.20**
P5	2.57	0.14	0.12	**0.20**
P6	2.80	0.15	0.13	**0.20**
P7	3.80	0.21	0.18	**0.20**
P8	3.60	0.19	0.17	**0.20**
P9	2.45	0.13	0.12	**0.20**
P10	2.57	0.14	0.12	**0.20**

Fuente: Elaboración propia

4.2 Análisis sísmico de los bloques de concreto.

4.2.1 Análisis sísmico del bloque A

Tabla 65: Análisis sísmico de Bloque A

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
NORMA 0.30
DISEÑO SISMO RESISTENTE

1.DATOS Y CARACTERISTICAS REFERENTES A LA ESTRUCTURA

Zona :	Zona 4
Suelo :	S3
U :	C) Edificaciones Comunes
N° de Pisos :	1
Altura :	4.25m
Material :	CONCRETO ARMADO

1.1 Zonificacón (Z) :

Tabla Nº1 ZONA "Z"	
ZONA	**Z**
Zona 1	0.10
Zona 2	0.25
Zona 3	0.35
Zona 4	0.45

1.2 Condiciones Geotécnicas - Perfiles de Suelo (S) :

Tabla Nº2 TIPO DE SUELO "S"	
S_0	ROCA DURA
S_1	ROCA O SUELOS MUY RIGIDOS
S_2	SUELOS INTERMEDIOS
S_3	SUELOS BLANDOS
S_4	CONDICIONES EXCEPCIONALES

1.3 Parámetros de Sitios (S,TP yTL) :

Tabla Nº 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO / ZONA	**S0**	**S1**	**S2**	**S3**
ZONA 4	0.80	1.00	1.05	1.10
ZONA 3	0.80	1.00	1.15	1.20
ZONA 2	0.80	1.00	1.20	1.40
ZONA 1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla Nº 4 PERIODOS "T_P" Y "T_L"				
	Perfil de Suelo			
	S0	**S1**	**S2**	**S3**
T_P (S)	0.30	0.40	0.60	1.00
T_L (S)	3.00	2.50	2.00	1.60

1.4 Periodo Fundamental de Vibración (T) :

✔	a) Porticos de concreto armado sin muros b) Porticos ductiles de acero con uniones resistentes a momentos,sin arriostramiento	C_T = 35
X	a) Porticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras b) Porticos de acero arriostrados	C_T = 45
X	Para edificios de albañileria y para todos los edificos de concreto armado duales,de muros estructurales y ductibilidad limitada	C_T = 60

Altura de la edificación	hn	4.25m
Coef. Dual	C_T	35
Periodo Fund. Vibración	**T**	0.121

1.5 Factor de Amplificación Sísmica (C) :

T	Tp	T_L	C
0.121	1.00	1.60	2.50

1.6 Categoria de las Edificaciones y Factor de Uso (U) :

Tabla Nº 5 Categoria de las Edificaciones y	
Categoría	**U**
A) Edificaciones Esenciales	1.50
B) Edifiaciones Importantes	1.3
C) Edificaciones Comunes	1
D) Edificaciones Temporales	ver NTP

1.7 Categoria y Sistema Estructural según la zona donde se encuentre

Tabla Nº 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES			
Sistema Estructural	**Coeficiente Basico de Reduccion Ro (*)**		
		EJE X	**EJE Y**
Acero:			
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8	✔	✔
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7	X	X
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6	X	X
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados	7	X	X
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados	6	X	X
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8	X	X
Concreto Armado:			
Pórticos	8	✔	✔
Dual	7	X	X
De muros estructurales	6	X	X
Muros de ductilidad limitada	4	X	X
Albañilería Armada o Confinada	3	X	X
Madera (**)	7	X	X

Tabla Nº 10 CATEGORIA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoria de la Edificacion	Zona	Restricciones
A1 y A2	4,3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4,3 y 2	No se permiten ¡rregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irreoularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto e
		edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

ANALISIS SISMICO POR FUERZAS ESTATICAS EQUIVALENTES

EJE X		EJE Y		
Z=	0.45	Z=	0.45	Factor de Zona
U=	1.00	U=	1.00	Uso
S=	1.10	S=	1.10	Factor del Suelo
Tp=	1.00	Tp=	1.00	Periodo natural del suelo en la plataforma
TL=	1.60	TL=	1.60	Periodo natural del suelo en zona de sismo
T=	0.121	T=	0.121	Periodo fundamental de la estructura
hn=	4.25m	hn=	4.25m	Altura de la edificación
CT=	35	CT=	35	Párametro que depende del Sistema Estructural
C=	2.50	C=	2.50	Coeficiente de amplificación sísmica
Ro=	8	Ro=	8	Factor básico de reducción por Ductilidad
Ia=	1	Ia=	1	Indice de Irregularidad en Altura
Ip=	1	Ip=	1	Indice de Irregularidad en Planta
R=	8	R=	8	
Coef.=	0.1547	Coef.=	0.1547	
k=	1.0000	k=	1.0000	

DATOS DE LA ESTUCTURA

PESO SISMICO	175.38 Tn
AREA	275.00m2
N° DE PISOS	1 Pisos
PESO POR M2	0.64 Tn/m2

FUERZA CORTANTE EN LA BASE

	EJE X	EJE Y
Z=	0.45	0.45
U=	1.00	1.00
C=	2.50	2.50
S=	1.10	1.10
R=	8	8
Pe=	175.38 Tn	175.38 Tn
V=	27.13 Tn	27.13 Tn

VERIFICACION DE CORTANTES MINIMO CON SOFWARE

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
SxE	LinStatic		-25.3907	0	0
SyE	LinStatic		0	-25.3907	0
SxD	LinRespSpec	Max	25.3838	7.6061	0
SyD	LinRespSpec	Max	7.6153	25.3531	0
PESO SISMICO	Combination		0	0	175.3745

Verificacion		
C/R≥0.11	0.31	OK

VERIFICACION DE DERIVAS

DIRECCION X 0.007

Piso	Desplazamiento absoluto 1ER ESQUINA	Desplazamiento absoluto 2DA ESQUINA	Desplazamiento absoluto real	Desplazamiento relativo	Desplazamiento relativo Real	altura	deriva	VERIDFICACIÓN PARA CONCRETO ARMADO
0.000	0.445	0.437	2.668	0.445	2.668	425.00	0.006	CUMPLE

DIRECCION Y 0.007

Piso	Desplazamiento absoluto 1ER ESQUINA	Desplazamiento absoluto 2DA ESQUINA	Desplazamiento absoluto real	Desplazamiento relativo	Desplazamiento relativo Real	altura	deriva	VERIDFICACIÓN PARA CONCRETO ARMADO
0.000	0.410	0.448	2.690	0.410	2.690	425.00	0.006	CUMPLE

COMPROBACION DE LA CARGA MODAL DE PARTICIPACION

OutputCase	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	100	99.9993
MODAL	Acceleration	UY	100	99.9996
MODAL	Acceleration	UZ	0.0001441	1.025E-06

TABLE: Modal Load Participation Ratios

OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic	
Text	Text	Text	Percent	Percent	
MODAL	Acceleration	UX	100	99.9993	CUMPLE
MODAL	Acceleration	UY	100	99.9996	CUMPLE

Case	Mode	Period sec	UX	UY
Modal	1	0.339	0.999	0
Modal	2	0.334	0	0.997
Modal	3	0.3	0	0.002

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.339	0.999	0.000	0.00E+00
MODAL	Mode	2	0.334	0.000	0.997	0.00E+00
MODAL	Mode	3	0.3	0.000	0.002	0.00E+00

Periodo fundamental en x Tx= 0.339 seg
Periodo fundamental en y Ty= 0.334 seg

VERIFICACION DE LA FUERZA CORTANTE MINIMA Y FACTOR DE AMPLIFICACIÓN

DIRECCION X		DIRECCION Y		
VXE	25.390	VYE	=	25.390
0.8*VXE	20.312	0.8*VXE		20.312
VXD	25.390	VYD	=	25.390
ESCALA	0.800	ESCALA		0.800
REQUISITO:	CUMPLE			CUMPLE

SIN ESCALAR

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
SxE	LinStatic		-25.3907	0	0
SyE	LinStatic		0	-25.3907	0
SxD	LinRespSpec	Max	25.3838	7.6061	0
SyD	LinRespSpec	Max	7.6153	25.3531	0
PESO SISMICO	Combination		0	0	175.3745

DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE IRREGULARIDAD, Ia, Ip

1. IRREGULARIDAD POR ALTURA

Ia =	1.00

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ, PISO BLANDO

DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA, PISO DEBIL

DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ, PISO BLANDO

DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA, PISO DEBIL

DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD DE MASA O PESO

Ia =	1.00

IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL

DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES

DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

1. IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA

Ip =	1.00

IRREGULARIDAD TORSIONAL Y TORSIONAL EXTREMA

DIRECCION X — Ip = 1.00

Piso	DESPL-1 ABS	DESPL-2 ABS	Desplazamiento relativo 1	Desplazamiento relativo 2	Desplazamiento Máximo Relativo	Desplazamiento Relativo Promedio	VERIFICACIÓN 1	VERIFICACIÓN 2
1	0.445	0.437	0.445	0.437	0.445	0.441	CUMPLE	CUMPLE

DIRECCION Y — Ip = 1.00

Piso	DESPL-1 ABS	DESPL-2 ABS	Desplazamiento relativo 1	Desplazamiento relativo 2	Desplazamiento Máximo Relativo	Desplazamiento Relativo Promedio	VERIFICACIÓN 1	VERIFICACIÓN 2
1	0.410	0.448	0.410	0.448	0.448	0.429	CUMPLE	CUMPLE

ESQUINAS ENTRANTES	Ip =	1.00
DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA	Ip =	1.00
SISTEMAS NO PARALELOS	Ip =	1.00

Fuente: Elaboración propia

4.2.2 Análisis sísmico del bloque B

Tabla 66: Análisis sísmico de Bloque B

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
NORMA 0.30
DISEÑO SISMO RESISTENTE

1.DATOS Y CARACTERISTICAS REFERENTES A LA ESTRUCTURA

Zona :	Zona 4
Suelo :	S3
U :	C) Edificaciones Comunes
N° de Pisos :	1
Altura :	4.35m
Material :	CONCRETO ARMADO

1.1 Zonificacón (Z) :

Tabla Nº1 ZONA "Z"	
ZONA	**Z**
Zona 1	0.10
Zona 2	0.25
Zona 3	0.35
Zona 4	0.45

1.2 Condiciones Geotécnicas - Perfiles de Suelo (S) :

Tabla Nº2 TIPO DE SUELO "S"	
S_0	ROCA DURA
S_1	ROCA O SUELOS MUY RIGIDOS
S_2	SUELOS INTERMEDIOS
S_3	SUELOS BLANDOS
S_4	CONDICIONES EXCEPCIONALES

1.3 Parámetros de Sitios (S,TP yTL) :

Tabla Nº 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO / ZONA	**S0**	**S1**	**S2**	**S3**
ZONA 4	0.80	1.00	1.05	1.10
ZONA 3	0.80	1.00	1.15	1.20
ZONA 2	0.80	1.00	1.20	1.40
ZONA 1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla Nº 4 PERIODOS "T_P" Y "T_L"				
	Perfil de Suelo			
	S0	**S1**	**S2**	**S3**
T_P (S)	0.30	0.40	0.60	1.00
T_L (S)	3.00	2.50	2.00	1.60

1.4 Periodo Fundamental de Vibración (T) :

✔	a) Porticos de concreto armado sin muros b) Porticos ductiles de acero con uniones resistentes a momentos,sin arriostramiento	C_T = 35
X	a) Porticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras b) Porticos de acero arriostrados	C_T = 45
X	Para edificios de albañileria y para todos los edificos de concreto armado duales,de muros estructurales y ductibilidad limitada	C_T = 60

Altura de la edificación	hn	4.35m
Coef. Dual	C_T	35
Periodo Fund. Vibración	**T**	0.124

1.5 Factor de Amplificación Sísmica (C) :

T	Tp	TL	C
0.124	1.00	1.60	2.50

1.6 Categoria de las Edificaciones y Factor de Uso (U) :

Tabla Nº 5 Categoria de las Edificaciones y	
Categoría	**U**
A) Edificaciones Esenciales	1.50
B) Edifiaciones Importantes	1.3
C) Edificaciones Comunes	1
D) Edificaciones Temporales	ver NTP

1.7 Categoria y Sistema Estructural según la zona donde se encuentre

Tabla Nº 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES			
Sistema Estructural	**Coeficiente Basico de Reduccion Ro (*)**		
		EJE X	**EJE Y**
Acero:			
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)			
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)			
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)			
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados			
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados			
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)			
Concreto Armado:			
Pórticos	8	✔	✔
Dual	7	X	X
De muros estructurales	6	X	X
Muros de ductilidad limitada			
Albañilería Armada o Confinada			
Madera (**)			

Tabla Nº 10 CATEGORIA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoria de la Edificacion	Zona	Restricciones
A1 y A2	4,3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4,3 y 2	No se permiten ¡rregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irreoularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto e
		edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

ANALISIS SISMICO POR FUERZAS ESTATICAS EQUIVALENTES

EJE X	
Z=	0.45
U=	1.00
S=	1.10
Tp=	1.00
TL=	1.60
T=	0.124
hn=	4.35m
CT=	35
C=	2.50
Ro=	8
Ia=	1
Ip=	1
R=	8
Coef.=	0.1547
k=	1.0000

EJE Y	
Z=	0.45
U=	1.00
S=	1.10
Tp=	1.00
TL=	1.60
T=	0.124
hn=	4.35m
CT=	35
C=	2.50
Ro=	8
Ia=	1
Ip=	1
R=	8
Coef.=	0.1547
k=	1.0000

Factor de Zona
Uso
Factor del Suelo
Periodo natural del suelo en la plataforma
Periodo natural del suelo en zona de sismo
Periodo fundamental de la estructura
Altura de la edificación
Párametro que depende del Sistema Estructural
Coeficiente de amplificación sísmica
Factor básico de reducción por Ductilidad
Indice de Irregularidad en Altura
Indice de Irregularidad en Planta

DATOS DE LA ESTUCTURA

PESO SISMICO	94.67 Tn
AREA	131.57m2
N° DE PISOS	1 Pisos
PESO POR M2	0.72 Tn/m2

FUERZA CORTANTE EN LA BASE

	EJE X	EJE Y
Z=	0.45	0.45
U=	1.00	1.00
C=	2.50	2.50
S=	1.10	1.10
R=	8	8
Pe=	94.67 Tn	94.67 Tn
V=	14.64 Tn	14.64 Tn

Verificacion		
C/R≥0.11	0.31	OK

VERIFICACION DE CORTANTES MINIMO CON SOFWARE

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
SxE	LinStatic		-13.0631	0	0
SyE	LinStatic		0	-13.0631	0
SxD	LinRespSpec	Max	13.0619	3.8407	0
SyD	LinRespSpec	Max	3.9186	12.8021	0
PESO SISMICO	Combination		0	0	94.6727

VERIFICACION DE DERIVAS

DIRECCION X 0.007

Piso	Desplazamiento absoluto 1ER ESQUINA	Desplazamiento absoluto 2DA ESQUINA	Desplazamiento absoluto real	Desplazamiento relativo	Desplazamiento relativo Real	altura	deriva	VERIDFICACIÓN PARA CONCRETO ARMADO
0.000	0.309	0.308	1.856	0.309	1.856	435.00	0.004	CUMPLE

DIRECCION Y 0.007

Piso	Desplazamiento absoluto 1ER ESQUINA	Desplazamiento absoluto 2DA ESQUINA	Desplazamiento absoluto real	Desplazamiento relativo	Desplazamiento relativo Real	altura	deriva	VERIDFICACIÓN PARA CONCRETO ARMADO
0.000	0.261	0.368	2.207	0.261	2.207	435.00	0.005	CUMPLE

COMPROBACION DE LA CARGA MODAL DE PARTICIPACION

Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	100	100
Modal	Acceleration	UY	100	100
Modal	Acceleration	UZ	0	0

TABLE: Modal Load Participation Ratios					
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic	
Text	Text	Text	Percent	Percent	
MODAL	Acceleration	UX	100	100	CUMPLE
MODAL	Acceleration	UY	100	100	CUMPLE

Case	Mode	Period sec	UX	UY
Modal	1	0.287	0	0.969
Modal	2	0.283	1	0
Modal	3	0.25	0	0.031

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.287	0.00E+00	0.969	7.14E-09
MODAL	Mode	2	0.283	1	0.00E+00	3.09E-09
MODAL	Mode	3	0.25	0	3.10E-02	7.74E-12

Periodo fundamental en x Tx= 0.283 seg
Periodo fundamental en y Ty= 0.287 seg

VERIFICACION DE LA FUERZA CORTANTE MINIMA Y FACTOR DE AMPLIFICACIÓN

DIRECCION X		DIRECCION Y		
VXE	13.060	VYE	=	13.060
0.8*VXE	10.448	0.8*VXE		10.448
VXD	13.060	VYD	=	12.800
ESCALA	0.800	ESCALA		0.816
REQUISITO:	CUMPLE			CUMPLE

SIN ESCALAR

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
SxE	LinStatic		-13.0631	0	0
SyE	LinStatic		0	-13.0631	0
SxD	LinRespSpec	Max	13.0619	3.8407	0
SyD	LinRespSpec	Max	3.9186	12.8021	0
PESO SISMICO	Combination		0	0	94.6727

DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE IRREGULARIDAD, Ia, Ip

1. IRREGULARIDAD POR ALTURA

Ia =	1.00

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ, PISO BLANDO

DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA, PISO DEBIL		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ, PISO BLANDO		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA, PISO DEBIL		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD DE MASA O PESO		
	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

1. IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA	Ip =	1.00

IRREGULARIDAD TORSIONAL Y TORSIONAL EXTREMA		
DIRECCION X	Ip =	1.00

Piso	DESPL-1 ABS	DESPL-2 ABS	Desplazamiento relativo 1	Desplazamiento relativo 2	Desplazamiento Máximo Relativo	Desplazamiento Relativo Promedio	VERIFICACIÓN 1	VERIFICACIÓN 2
1	0.309	0.308	0.309	0.308	0.309	0.309	CUMPLE	CUMPLE

DIRECCION Y	Ip =	1.00

Piso	DESPL-1 ABS	DESPL-2 ABS	Desplazamiento relativo 1	Desplazamiento relativo 2	Desplazamiento Máximo Relativo	Desplazamiento Relativo Promedio	VERIFICACIÓN 1	VERIFICACIÓN 2
1	0.261	0.368	0.261	0.368	0.368	0.315	CUMPLE	CUMPLE

ESQUINAS ENTRANTES	Ip =	1.00
DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA	Ip =	1.00
SISTEMAS NO PARALELOS	Ip =	1.00

Fuente: Elaboración propia

4.2.3 Análisis sísmico del bloque C

Tabla 67: Análisis sísmico de Bloque C

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
NORMA 0.30
DISEÑO SISMO RESISTENTE

1.DATOS Y CARACTERISTICAS REFERENTES A LA ESTRUCTURA

Zona :	Zona 4
Suelo :	S3
U :	C) Edificaciones Comunes
N° de Pisos :	1
Altura :	4.25m
Material :	CONCRETO ARMADO

1.1 Zonificacón (Z) :

Tabla Nº1 ZONA "Z"	
ZONA	**Z**
Zona 1	0.10
Zona 2	0.25
Zona 3	0.35
Zona 4	0.45

1.2 Condiciones Geotécnicas - Perfiles de Suelo (S) :

Tabla Nº2 TIPO DE SUELO "S"	
S_0	ROCA DURA
S_1	ROCA O SUELOS MUY RIGIDOS
S_2	SUELOS INTERMEDIOS
S_3	SUELOS BLANDOS
S_4	CONDICIONES EXCEPCIONALES

1.3 Parámetros de Sitios (S,TP yTL) :

Tabla Nº 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO / ZONA	**S0**	**S1**	**S2**	**S3**
ZONA 4	0.80	1.00	1.05	1.10
ZONA 3	0.80	1.00	1.15	1.20
ZONA 2	0.80	1.00	1.20	1.40
ZONA 1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla Nº 4 PERIODOS "T_P" Y "T_L"				
	Perfil de Suelo			
	S0	**S1**	**S2**	**S3**
T_P (S)	0.30	0.40	0.60	1.00
T_L (S)	3.00	2.50	2.00	1.60

1.4 Periodo Fundamental de Vibración (T) :

✔	a) Porticos de concreto armado sin muros b) Porticos ductiles de acero con uniones resistentes a momentos,sin arriostramiento	C_T = 35
X	a) Porticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras b) Porticos de acero arriostrados	C_T = 45
X	Para edificios de albañileria y para todos los edificos de concreto armado duales,de muros estructurales y ductibilidad limitada	C_T = 60

Altura de la edificación	hn	4.25m
Coef. Dual	C_T	35
Periodo Fund. Vibración	**T**	0.121

1.5 Factor de Amplificación Sísmica (C) :

T	Tp	TL	C
0.121	1.00	1.60	2.50

1.6 Categoria de las Edificaciones y Factor de Uso (U) :

Tabla Nº 5 Categoria de las Edificaciones y	
Categoría	**U**
A) Edificaciones Esenciales	1.50
B) Edifiaciones Importantes	1.3
C) Edificaciones Comunes	1
D) Edificaciones Temporales	ver NTP

1.7 Categoria y Sistema Estructural según la zona donde se encuentre

Tabla Nº 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES			
Sistema Estructural	**Coeficiente Basico de Reduccion Ro (*)**		
		EJE X	**EJE Y**
Acero:			
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)			
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)			
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)			
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados			
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados			
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)			
Concreto Armado:			
Pórticos	8	✔	✔
Dual	7	X	X
De muros estructurales	6	X	X
Muros de ductilidad limitada			
Albañilería Armada o Confinada			
Madera (**)			

Tabla Nº 10 CATEGORIA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoria de la Edificacion	Zona	Restricciones
A1 y A2	4,3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4,3 y 2	No se permiten ¡rregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irreoularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto e
		edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

ANALISIS SISMICO POR FUERZAS ESTATICAS EQUIVALENTES

EJE X	
Z=	0.45
U=	1.00
S=	1.10
Tp=	1.00
TL=	1.60
T=	0.121
hn=	4.25m
CT=	35
C=	2.50
Ro=	8
Ia=	1
Ip=	1
R=	8
Coef.=	0.1547
k=	1.0000

EJE Y	
Z=	0.45
U=	1.00
S=	1.10
Tp=	1.00
TL=	1.60
T=	0.121
hn=	4.25m
CT=	35
C=	2.50
Ro=	8
Ia=	1
Ip=	1
R=	8
Coef.=	0.1547
k=	1.0000

Factor de Zona
Uso
Factor del Suelo
Periodo natural del suelo en la plataforma
Periodo natural del suelo en zona de sismo
Periodo fundamental de la estructura
Altura de la edificación
Párametro que depende del Sistema Estructural
Coeficiente de amplificación sísmica
Factor básico de reducción por Ductilidad
Indice de Irregularidad en Altura
Indice de Irregularidad en Planta

DATOS DE LA ESTUCTURA

PESO SISMICO	32.15 Tn
AREA	37.68m2
N° DE PISOS	1 Pisos
PESO POR M2	0.85 Tn/m2

FUERZA CORTANTE EN LA BASE

	EJE X	EJE Y
Z=	0.45	0.45
U=	1.00	1.00
C=	2.50	2.50
S=	1.10	1.10
R=	8	8
Pe=	32.15 Tn	32.15 Tn
V=	4.97 Tn	4.97 Tn

Verificacion		
C/R≥0.11	0.31	OK

VERIFICACION DE CORTANTES MINIMO CON SOFWARE

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
SxE	LinStatic		-4.3937	0	0
SyE	LinStatic		0	-4.3937	0
SxD	LinRespSpec	Max	4.3937	1.2687	0
SyD	LinRespSpec	Max	1.3181	4.2291	0
PESO SISMICO	Combination		0	0	32.1598

VERIFICACION DE DERIVAS

DIRECCION X 0.007

Piso	Desplazamiento absoluto 1ER ESQUINA	Desplazamiento absoluto 2DA ESQUINA	Desplazamiento absoluto real	Desplazamiento relativo	Desplazamiento relativo Real	altura	deriva	VERIDFICACIÓN PARA CONCRETO ARMADO
0.000	0.347	0.347	2.084	0.347	2.084	425.00	0.005	CUMPLE

DIRECCION Y 0.007

Piso	Desplazamiento absoluto 1ER ESQUINA	Desplazamiento absoluto 2DA ESQUINA	Desplazamiento absoluto real	Desplazamiento relativo	Desplazamiento relativo Real	altura	deriva	VERIDFICACIÓN PARA CONCRETO ARMADO
0.000	0.451	0.286	2.705	0.451	2.705	425.00	0.006	CUMPLE

COMPROBACION DE LA CARGA MODAL DE PARTICIPACION

Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	100	100
Modal	Acceleration	UY	100	100
Modal	Acceleration	UZ	0	0

TABLE: Modal Load Participation Ratios

OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic	
Text	Text	Text	Percent	Percent	
MODAL	Acceleration	UX	100	100	CUMPLE
MODAL	Acceleration	UY	100	100	CUMPLE

Case	Mode	Period sec	UX	UY
Modal	1	0.311	0	0.942
Modal	2	0.301	1	0
Modal	3	0.27	0	0.058

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.311	0.00E+00	0.942	7.14E-09
MODAL	Mode	2	0.301	1	0.00E+00	3.09E-09
MODAL	Mode	3	0.27	0	5.80E-02	7.74E-12

Periodo fundamental en x Tx= 0.301 seg
Periodo fundamental en y Ty= 0.311 seg

VERIFICACION DE LA FUERZA CORTANTE MINIMA Y FACTOR DE AMPLIFICACIÓN

SIN ESCALAR

DIRECCION X		DIRECCION Y		
VXE	4.390	VYE	=	4.390
0.8*VXE	3.512	0.8*VXE		3.512
VXD	4.390	VYD	=	4.220
ESCALA	0.800	ESCALA		0.832
REQUISITO:	CUMPLE			CUMPLE

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
SxE	LinStatic		-4.3937	0	0
SyE	LinStatic		0	-4.3937	0
SxD	LinRespSpec	Max	4.3937	1.2687	0
SyD	LinRespSpec	Max	1.3181	4.2291	0
PESO SISMICO	Combination		0	0	32.1598

DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE IRREGULARIDAD, Ia, Ip

1. IRREGULARIDAD POR ALTURA

Ia =	1.00

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ, PISO BLANDO

DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA, PISO DEBIL		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ, PISO BLANDO		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA, PISO DEBIL		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD DE MASA O PESO		
	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

1. IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA	Ip =	1.00

IRREGULARIDAD TORSIONAL Y TORSIONAL EXTREMA

DIRECCION X — Ip = 1.00

Piso	DESPL-1 ABS	DESPL-2 ABS	Desplazamiento relativo 1	Desplazamiento relativo 2	Desplazamiento Máximo Relativo	Desplazamiento Relativo Promedio	VERIFICACIÓN 1	VERIFICACIÓN 2
1	0.347	0.347	0.347	0.347	0.347	0.347	CUMPLE	CUMPLE

DIRECCION Y — Ip = 1.00

Piso	DESPL-1 ABS	DESPL-2 ABS	Desplazamiento relativo 1	Desplazamiento relativo 2	Desplazamiento Máximo Relativo	Desplazamiento Relativo Promedio	VERIFICACIÓN 1	VERIFICACIÓN 2
1	0.451	0.286	0.451	0.286	0.451	0.369	CUMPLE	CUMPLE

ESQUINAS ENTRANTES	Ip =	1.00
DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA	Ip =	1.00
SISTEMAS NO PARALELOS	Ip =	1.00

Fuente: Elaboración propia

4.2.4 Análisis sísmico del bloque D

Tabla 68: Análisis sísmico de Bloque D

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
NORMA 0.30
DISEÑO SISMO RESISTENTE

1.DATOS Y CARACTERISTICAS REFERENTES A LA ESTRUCTURA

Zona :	Zona 4
Suelo :	S3
U :	C) Edificaciones Comunes
N° de Pisos :	1
Altura :	4.25m
Material :	CONCRETO ARMADO

1.1 Zonificacón (Z) :

Tabla Nº1 ZONA "Z"	
ZONA	**Z**
Zona 1	0.10
Zona 2	0.25
Zona 3	0.35
Zona 4	0.45

1.2 Condiciones Geotécnicas - Perfiles de Suelo (S) :

Tabla Nº2 TIPO DE SUELO "S"	
S_0	ROCA DURA
S_1	ROCA O SUELOS MUY RIGIDOS
S_2	SUELOS INTERMEDIOS
S_3	SUELOS BLANDOS
S_4	CONDICIONES EXCEPCIONALES

1.3 Parámetros de Sitios (S,TP yTL) :

Tabla Nº 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO / ZONA	**S0**	**S1**	**S2**	**S3**
ZONA 4	0.80	1.00	1.05	1.10
ZONA 3	0.80	1.00	1.15	1.20
ZONA 2	0.80	1.00	1.20	1.40
ZONA 1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla Nº 4 PERIODOS "T_P" Y "T_L"				
	Perfil de Suelo			
	S0	**S1**	**S2**	**S3**
T_P (S)	0.30	0.40	0.60	1.00
T_L (S)	3.00	2.50	2.00	1.60

1.4 Periodo Fundamental de Vibración (T) :

✔	a) Porticos de concreto armado sin muros b) Porticos ductiles de acero con uniones resistentes a momentos,sin arriostramiento	C_T = 35
X	a) Porticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras b) Porticos de acero arriostrados	C_T = 45
X	Para edificios de albañileria y para todos los edificos de concreto armado duales,de muros estructurales y ductibilidad limitada	C_T = 60

Altura de la edificación	hn	4.25m
Coef. Dual	C_T	35
Periodo Fund. Vibración	**T**	0.121

1.5 Factor de Amplificación Sísmica (C) :

T	Tp	TL	C
0.121	1.00	1.60	2.50

1.6 Categoria de las Edificaciones y Factor de Uso (U) :

Tabla Nº 5 Categoria de las Edificaciones y	
Categoría	**U**
A) Edificaciones Esenciales	1.50
B) Edifiaciones Importantes	1.3
C) Edificaciones Comunes	1
D) Edificaciones Temporales	ver NTP

1.7 Categoria y Sistema Estructural según la zona donde se encuentre

Tabla Nº 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES			
Sistema Estructural	**Coeficiente Basico de Reduccion Ro (*)**		
		EJE X	**EJE Y**
Acero:			
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)			
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)			
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)			
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados			
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados			
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)			
Concreto Armado:			
Pórticos	8	✔	✔
Dual	7	X	X
De muros estructurales	6	X	X
Muros de ductilidad limitada			
Albañilería Armada o Confinada			
Madera (**)			

Tabla Nº 10 CATEGORIA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoria de la Edificacion	Zona	Restricciones
A1 y A2	4,3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4,3 y 2	No se permiten ¡rregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irreoularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto e
		edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

ANALISIS SISMICO POR FUERZAS ESTATICAS EQUIVALENTES

EJE X		EJE Y		
Z=	0.45	Z=	0.45	Factor de Zona
U=	1.00	U=	1.00	Uso
S=	1.10	S=	1.10	Factor del Suelo
Tp=	1.00	Tp=	1.00	Periodo natural del suelo en la plataforma
TL=	1.60	TL=	1.60	Periodo natural del suelo en zona de sismo
T=	0.121	T=	0.121	Periodo fundamental de la estructura
hn=	4.25m	hn=	4.25m	Altura de la edificación
CT=	35	CT=	35	Párametro que depende del Sistema Estructural
C=	2.50	C=	2.50	Coeficiente de amplificación sísmica
Ro=	8	Ro=	8	Factor básico de reducción por Ductilidad
Ia=	1	Ia=	1	Indice de Irregularidad en Altura
Ip=	1	Ip=	1	Indice de Irregularidad en Planta
R=	8	R=	8	
Coef.=	0.1547	Coef.=	0.1547	
k=	1.0000	k=	1.0000	

DATOS DE LA ESTUCTURA

PESO SISMICO	165.59 Tn
AREA	240.00m2
N° DE PISOS	1 Pisos
PESO POR M2	0.69 Tn/m2

FUERZA CORTANTE EN LA BASE

	EJE X	EJE Y
Z=	0.45	0.45
U=	1.00	1.00
C=	2.50	2.50
S=	1.10	1.10
R=	8	8
Pe=	165.59 Tn	165.59 Tn
V=	25.61 Tn	25.61 Tn

Verificacion		
C/R≥0.11	0.31	OK

VERIFICACION DE CORTANTES MINIMO CON SOFWARE

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
SxE	LinStatic		-23.6831	0	0
SyE	LinStatic		0	-23.6831	0
SxD	LinRespSpec	Max	23.6328	7.0478	0
SyD	LinRespSpec	Max	7.0978	23.466	0
PESO SISMICO	Combination		0	0	165.5852

VERIFICACION DE DERIVAS

DIRECCION X

0.007

Piso	Desplazamiento absoluto 1ER ESQUINA	Desplazamiento absoluto 2DA ESQUINA	Desplazamiento absoluto real	Desplazamiento relativo	Desplazamiento relativo Real	altura	deriva	VERIDFICACIÓN PARA CONCRETO ARMADO
0.000	0.391	0.368	2.347	0.391	2.347	425.00	0.006	CUMPLE

DIRECCION Y

0.007

Piso	Desplazamiento absoluto 1ER ESQUINA	Desplazamiento absoluto 2DA ESQUINA	Desplazamiento absoluto real	Desplazamiento relativo	Desplazamiento relativo Real	altura	deriva	VERIDFICACIÓN PARA CONCRETO ARMADO
0.000	0.436	0.348	2.614	0.436	2.614	425.00	0.006	CUMPLE

COMPROBACION DE LA CARGA MODAL DE PARTICIPACION

Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	100	100
Modal	Acceleration	UY	100	100
Modal	Acceleration	UZ	0	0

TABLE: Modal Load Participation Ratios					
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic	
Text	Text	Text	Percent	Percent	
MODAL	Acceleration	UX	100	100	CUMPLE
MODAL	Acceleration	UY	100	100	CUMPLE

Case	Mode	Period sec	UX	UY
Modal	1	0.32	0.003	0.982
Modal	2	0.314	0.993	0.004
Modal	3	0.28	0.004	0.014

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.32	0.00E+00	0.982	7.14E-09
MODAL	Mode	2	0.314	0.9993	4.00E-03	3.09E-09
MODAL	Mode	3	0.28	0.004	1.40E-02	7.74E-12

Periodo fundamental en x Tx= 0.314 seg
Periodo fundamental en y Ty= 0.320 seg

VERIFICACION DE LA FUERZA CORTANTE MINIMA Y FACTOR DE AMPLIFICACIÓN

SIN ESCALAR

DIRECCION X		DIRECCION Y	
VXE =	23.680	VYE =	23.680
0.8*VXE	18.944	0.8*VXE	18.944
VXD =	23.630	VYD =	23.460
ESCALA	0.802	ESCALA	0.808
REQUISITO:	CUMPLE		CUMPLE

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
SxE	LinStatic		-23.6831	0	
SyE	LinStatic		0	-23.6831	
SxD	LinRespSpec	Max	23.6328	7.0478	
SyD	LinRespSpec	Max	7.0978	23.466	
PESO SISMICO	Combination		0	0	165.585

DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE IRREGULARIDAD, Ia, Ip

1. IRREGULARIDAD POR ALTURA

Ia =	1.00

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ, PISO BLANDO

DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA, PISO DEBIL		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ, PISO BLANDO		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA, PISO DEBIL		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD DE MASA O PESO		
	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

1. IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA	Ip =	1.00

IRREGULARIDAD TORSIONAL Y TORSIONAL EXTREMA		
DIRECCION X	Ip =	1.00

Piso	DESPL-1 ABS	DESPL-2 ABS	Desplazamiento relativo 1	Desplazamiento relativo 2	Desplazamiento Máximo Relativo	Desplazamiento Relativo Promedio	VERIFICACIÓN 1	VERIFICACIÓN 2
1	0.391	0.368	0.391	0.368	0.391	0.380	CUMPLE	CUMPLE

DIRECCION Y	Ip =	1.00

Piso	DESPL-1 ABS	DESPL-2 ABS	Desplazamiento relativo 1	Desplazamiento relativo 2	Desplazamiento Máximo Relativo	Desplazamiento Relativo Promedio	VERIFICACIÓN 1	VERIFICACIÓN 2
1	0.436	0.348	0.436	0.348	0.436	0.392	CUMPLE	CUMPLE

ESQUINAS ENTRANTES	Ip =	1.00

DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA	Ip =	1.00

SISTEMAS NO PARALELOS	Ip =	1.00

Fuente: Elaboración propia

4.2.5 Análisis sísmico del bloque E

Tabla 69: Análisis sísmico de Bloque E

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
NORMA 0.30
DISEÑO SISMO RESISTENTE

1.DATOS Y CARACTERISTICAS REFERENTES A LA ESTRUCTURA

Zona :	Zona 4
Suelo :	S3
U :	C) Edificaciones Comunes
N° de Pisos :	1
Altura :	4.25m
Material :	CONCRETO ARMADO

1.1 Zonificacón (Z) :

Tabla Nº1 ZONA "Z"	
ZONA	**Z**
Zona 1	0.10
Zona 2	0.25
Zona 3	0.35
Zona 4	0.45

1.2 Condiciones Geotécnicas - Perfiles de Suelo (S) :

Tabla Nº2 TIPO DE SUELO "S"	
S_0	ROCA DURA
S_1	ROCA O SUELOS MUY RIGIDOS
S_2	SUELOS INTERMEDIOS
S_3	SUELOS BLANDOS
S_4	CONDICIONES EXCEPCIONALES

1.3 Parámetros de Sitios (S,TP yTL) :

Tabla Nº 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO / ZONA	**S0**	**S1**	**S2**	**S3**
ZONA 4	0.80	1.00	1.05	1.10
ZONA 3	0.80	1.00	1.15	1.20
ZONA 2	0.80	1.00	1.20	1.40
ZONA 1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla Nº 4 PERIODOS "T_P" Y "T_L"				
	Perfil de Suelo			
	S0	**S1**	**S2**	**S3**
T_P (S)	0.30	0.40	0.60	1.00
T_L (S)	3.00	2.50	2.00	1.60

1.4 Periodo Fundamental de Vibración (T) :

✔	a) Porticos de concreto armado sin muros b) Porticos ductiles de acero con uniones resistentes a momentos,sin arriostramiento	C_T = 35
X	a) Porticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras b) Porticos de acero arriostrados	C_T = 45
X	Para edificios de albañileria y para todos los edificos de concreto armado duales,de muros estructurales y ductibilidad limitada	C_T = 60

Altura de la edificación	hn	4.25m
Coef. Dual	C_T	35
Periodo Fund. Vibración	**T**	0.121

1.5 Factor de Amplificación Sísmica (C) :

T	Tp	TL	C
0.121	1.00	1.60	2.50

1.6 Categoria de las Edificaciones y Factor de Uso (U) :

Tabla Nº 5 Categoria de las Edificaciones y	
Categoría	**U**
A) Edificaciones Esenciales	1.50
B) Edifiaciones Importantes	1.3
C) Edificaciones Comunes	1
D) Edificaciones Temporales	ver NTP

1.7 Categoria y Sistema Estructural según la zona donde se encuentre

Tabla Nº 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES			
Sistema Estructural	**Coeficiente Basico de Reduccion Ro (*)**		
		EJE X	**EJE Y**
Acero:			
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)			
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)			
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)			
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados			
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados			
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)			
Concreto Armado:			
Pórticos	8	✔	✔
Dual	7	X	X
De muros estructurales	6	X	X
Muros de ductilidad limitada			
Albañilería Armada o Confinada			
Madera (**)			

Tabla Nº 10 CATEGORIA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoria de la Edificacion	Zona	Restricciones
A1 y A2	4,3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4,3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irreoularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto e
		edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

ANALISIS SISMICO POR FUERZAS ESTATICAS EQUIVALENTES

EJE X	
Z=	0.45
U=	1.00
S=	1.10
Tp=	1.00
TL=	1.60
T=	0.121
hn=	4.25m
CT=	35
C=	2.50
Ro=	8
Ia=	1
Ip=	1
R=	8
Coef.=	0.1547
k=	1.0000

EJE Y	
Z=	0.45
U=	1.00
S=	1.10
Tp=	1.00
TL=	1.60
T=	0.121
hn=	4.25m
CT=	35
C=	2.50
Ro=	8
Ia=	1
Ip=	1
R=	8
Coef.=	0.1547
k=	1.0000

Factor de Zona
Uso
Factor del Suelo
Periodo natural del suelo en la plataforma
Periodo natural del suelo en zona de sismo
Periodo fundamental de la estructura
Altura de la edificación
Párametro que depende del Sistema Estructural
Coeficiente de amplificación sísmica
Factor básico de reducción por Ductilidad
Indice de Irregularidad en Altura
Indice de Irregularidad en Planta

DATOS DE LA ESTUCTURA

PESO SISMICO	189.54 Tn
AREA	297.20m2
N° DE PISOS	1 Pisos

PESO POR M2	0.64 Tn/m2

VERIFICACION DE CORTANTES MINIMO CON SOFWARE

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
SxE	LinStatic		-27.3333	0	0
SyE	LinStatic		0	-27.3333	0
SxD	LinRespSpec	Max	27.2453	8.1988	0
SyD	LinRespSpec	Max	8.1741	27.3275	0
PESO SISMICO	Combination		0	0	189.5378

FUERZA CORTANTE EN LA BASE

	EJE X	EJE Y
Z=	0.45	0.45
U=	1.00	1.00
C=	2.50	2.50
S=	1.10	1.10
R=	8	8
Pe=	189.54 Tn	189.54 Tn

V=	29.32 Tn	29.32 Tn

Verificacion		
C/R≥0.11	0.31	OK

VERIFICACION DE DERIVAS

DIRECCION X 0.007

Piso	Desplazamiento absoluto 1ER ESQUINA	Desplazamiento absoluto 2DA ESQUINA	Desplazamiento absoluto real	Desplazamiento relativo	Desplazamiento relativo Real	altura	deriva	VERIDFICACIÓN PARA CONCRETO ARMADO
0.000	0.448	0.448	2.687	0.448	2.687	425.00	0.0063	CUMPLE

DIRECCION Y 0.007

Piso	Desplazamiento absoluto 1ER ESQUINA	Desplazamiento absoluto 2DA ESQUINA	Desplazamiento absoluto real	Desplazamiento relativo	Desplazamiento relativo Real	altura	deriva	VERIDFICACIÓN PARA CONCRETO ARMADO
0.000	0.418	0.405	2.510	0.418	2.510	425.00	0.006	CUMPLE

COMPROBACION DE LA CARGA MODAL DE PARTICIPACION

Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	100	100
Modal	Acceleration	UY	100	100
Modal	Acceleration	UZ	0	0

TABLE: Modal Load Participation Ratios					
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic	
Text	Text	Text	Percent	Percent	
MODAL	Acceleration	UX	100	100	CUMPLE
MODAL	Acceleration	UY	100	100	CUMPLE

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ
Modal	1	0.348	0.995	0	0
Modal	2	0.327	0	1	0
Modal	3	0.298	0.005	0	0

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.348	0.995	0.000	0.000
MODAL	Mode	2	0.327	0.000	1.000	0.000
MODAL	Mode	3	0.298	0.005	0.000	0.000

Periodo fundamental en x Tx= 0.348 seg
Periodo fundamental en y Ty= 0.327 seg

VERIFICACION DE LA FUERZA CORTANTE MINIMA Y FACTOR DE AMPLIFICACIÓN

DIRECCION X		DIRECCION Y	
VXE =	27.330	VYE =	27.330
0.8*VXE	21.864	0.8*VXE	21.864
VXD =	27.250	VYD =	27.320
ESCALA	0.802	ESCALA	0.800
REQUISITO:	CUMPLE		CUMPLE

SIN ESCALAR

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
SxE	LinStatic		-27.3333	0	0
SyE	LinStatic		0	-27.3333	0
SxD	LinRespSpec	Max	27.2453	8.1988	0
SyD	LinRespSpec	Max	8.1741	27.3275	0
PESO SISMICO	Combination		0	0	189.5378

DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE IRREGULARIDAD, Ia, Ip

1. IRREGULARIDAD POR ALTURA

Ia =	1.00

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ, PISO BLANDO

DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA, PISO DEBIL		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ, PISO BLANDO		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA, PISO DEBIL		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD DE MASA O PESO		
	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

1. IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA	Ip =	1.00

IRREGULARIDAD TORSIONAL Y TORSIONAL EXTREMA		
DIRECCION X	Ip =	1.00

Piso	DESPL-1 ABS	DESPL-2 ABS	Desplazamiento relativo 1	Desplazamiento relativo 2	Desplazamiento Máximo Relativo	Desplazamiento Relativo Promedio	VERIFICACIÓN 1	VERIFICACIÓN 2
1	0.448	0.448	0.448	0.448	0.448	0.448	CUMPLE	CUMPLE

DIRECCION Y	Ip =	1.00

Piso	DESPL-1 ABS	DESPL-2 ABS	Desplazamiento relativo 1	Desplazamiento relativo 2	Desplazamiento Máximo Relativo	Desplazamiento Relativo Promedio	VERIFICACIÓN 1	VERIFICACIÓN 2
1	0.418	0.405	0.418	0.405	0.418	0.411	CUMPLE	CUMPLE

ESQUINAS ENTRANTES	Ip =	1.00
DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA	Ip =	1.00
SISTEMAS NO PARALELOS	Ip =	1.00

Fuente: Elaboración propia

4.2.6 Análisis sísmico del bloque F

Tabla 70: Análisis sísmico de Bloque F

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
NORMA 0.30
DISEÑO SISMO RESISTENTE

1.DATOS Y CARACTERISTICAS REFERENTES A LA ESTRUCTURA

Zona :	Zona 4
Suelo :	S3
U :	C) Edificaciones Comunes
N° de Pisos :	1
Altura :	4.25m
Material :	CONCRETO ARMADO

1.1 Zonificacón (Z) :

Tabla Nº1 ZONA "Z"	
ZONA	**Z**
Zona 1	0.10
Zona 2	0.25
Zona 3	0.35
Zona 4	0.45

1.2 Condiciones Geotécnicas - Perfiles de Suelo (S) :

Tabla Nº2 TIPO DE SUELO "S"	
S_0	ROCA DURA
S_1	ROCA O SUELOS MUY RIGIDOS
S_2	SUELOS INTERMEDIOS
S_3	SUELOS BLANDOS
S_4	CONDICIONES EXCEPCIONALES

1.3 Parámetros de Sitios (S,TP yTL) :

Tabla Nº 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO / ZONA	**S0**	**S1**	**S2**	**S3**
ZONA 4	0.80	1.00	1.05	1.10
ZONA 3	0.80	1.00	1.15	1.20
ZONA 2	0.80	1.00	1.20	1.40
ZONA 1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla Nº 4 PERIODOS "T_P" Y "T_L"				
	Perfil de Suelo			
	S0	**S1**	**S2**	**S3**
T_P (S)	0.30	0.40	0.60	1.00
T_L (S)	3.00	2.50	2.00	1.60

1.4 Periodo Fundamental de Vibración (T) :

✔	a) Porticos de concreto armado sin muros b) Porticos ductiles de acero con uniones resistentes a momentos,sin arriostramiento	C_T = 35
X	a) Porticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras b) Porticos de acero arriostrados	C_T = 45
X	Para edificios de albañileria y para todos los edificos de concreto armado duales,de muros estructurales y ductibilidad limitada	C_T = 60

Altura de la edificación	hn	4.25m
Coef. Dual	C_T	35
Periodo Fund. Vibración	**T**	0.121

1.5 Factor de Amplificación Sísmica (C) :

T	Tp	TL	C
0.121	1.00	1.60	2.50

1.6 Categoria de las Edificaciones y Factor de Uso (U) :

Tabla Nº 5 Categoria de las Edificaciones y	
Categoría	**U**
A) Edificaciones Esenciales	1.50
B) Edifiaciones Importantes	1.3
C) Edificaciones Comunes	1
D) Edificaciones Temporales	ver NTP

1.7 Categoria y Sistema Estructural según la zona donde se encuentre

Tabla Nº 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES			
Sistema Estructural	**Coeficiente Basico de Reduccion Ro (*)**		
		EJE X	**EJE Y**
Acero:			
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)			
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)			
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)			
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados			
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados			
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)			
Concreto Armado:			
Pórticos	8	✔	✔
Dual	7	X	X
De muros estructurales	6	X	X
Muros de ductilidad limitada			
Albañilería Armada o Confinada			
Madera (**)			

Tabla Nº 10 CATEGORIA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoria de la Edificacion	Zona	Restricciones
A1 y A2	4,3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4,3 y 2	No se permiten ¡rregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irreoularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto e
		edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

ANALISIS SISMICO POR FUERZAS ESTATICAS EQUIVALENTES

EJE X	
Z=	0.45
U=	1.00
S=	1.10
Tp=	1.00
TL=	1.60
T=	0.121
hn=	4.25m
CT=	35
C=	2.50
Ro=	8
Ia=	1
Ip=	1
R=	8
Coef.=	0.1547
k=	1.0000

EJE Y	
Z=	0.45
U=	1.00
S=	1.10
Tp=	1.00
TL=	1.60
T=	0.121
hn=	4.25m
CT=	35
C=	2.50
Ro=	8
Ia=	1
Ip=	1
R=	8
Coef.=	0.1547
k=	1.0000

Factor de Zona
Uso
Factor del Suelo
Periodo natural del suelo en la plataforma
Periodo natural del suelo en zona de sismo
Periodo fundamental de la estructura
Altura de la edificación
Párametro que depende del Sistema Estructural
Coeficiente de amplificación sísmica
Factor básico de reducción por Ductilidad
Indice de Irregularidad en Altura
Indice de Irregularidad en Planta

DATOS DE LA ESTUCTURA

PESO SISMICO	151.21 Tn
AREA	235.00m2
N° DE PISOS	1 Pisos

PESO POR M2	0.64 Tn/m2

VERIFICACION DE CORTANTES MINIMO CON SOFWARE

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
SxE	LinStatic		-21.7483	0	0
SyE	LinStatic		0	-21.7483	0
SxD	LinRespSpec	Max	21.6403	6.525	0
SyD	LinRespSpec	Max	6.4927	21.748	0
PESO SISMICO	Combination		0	0	151.2047

FUERZA CORTANTE EN LA BASE

	EJE X	EJE Y
Z=	0.45	0.45
U=	1.00	1.00
C=	2.50	2.50
S=	1.10	1.10
R=	8	8
Pe=	151.21 Tn	151.21 Tn
V=	23.39 Tn	23.39 Tn

Verificacion		
C/R≥0.11	0.31	OK

VERIFICACION DE DERIVAS

DIRECCION X

0.007

Piso	Desplazamiento absoluto 1ER ESQUINA	Desplazamiento absoluto 2DA ESQUINA	Desplazamiento absoluto real	Desplazamiento relativo	Desplazamiento relativo Real	altura	deriva	VERIDFICACIÓN PARA CONCRETO ARMADO
0.000	0.445	0.490	2.939	0.445	2.939	425.00	0.0069	CUMPLE

DIRECCION Y

0.007

Piso	Desplazamiento absoluto 1ER ESQUINA	Desplazamiento absoluto 2DA ESQUINA	Desplazamiento absoluto real	Desplazamiento relativo	Desplazamiento relativo Real	altura	deriva	VERIDFICACIÓN PARA CONCRETO ARMADO
0.000	0.420	0.417	2.518	0.420	2.518	425.00	0.006	CUMPLE

COMPROBACION DE LA CARGA MODAL DE PARTICIPACION

Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	100	100
Modal	Acceleration	UY	100	100
Modal	Acceleration	UZ	0	0

TABLE: Modal Load Participation Ratios					
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic	
Text	Text	Text	Percent	Percent	
MODAL	Acceleration	UX	100	100	CUMPLE
MODAL	Acceleration	UY	100	100	CUMPLE

Case	Mode	Period sec	UX	UY
Modal	1	0.35	0.993	0
Modal	2	0.33	0	1
Modal	3	0.297	0.007	0

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.35	0.993	0.000	0.000
MODAL	Mode	2	0.33	0.000	1.000	0.000
MODAL	Mode	3	0.297	0.007	0.000	0.000

Periodo fundamental en x Tx= 0.350 seg
Periodo fundamental en y Ty= 0.330 seg

VERIFICACION DE LA FUERZA CORTANTE MINIMA Y FACTOR DE AMPLIFICACIÓN

SIN ESCALAR

DIRECCION X		DIRECCION Y	
VXE =	21.750	VYE =	21.750
0.8*VXE	17.400	0.8*VXE	17.400
VXD =	21.640	VYD =	21.748
ESCALA	0.804	ESCALA	0.800
REQUISITO:	CUMPLE		CUMPLE

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
SxE	LinStatic		-21.7483	0	0
SyE	LinStatic		0	-21.7483	0
SxD	LinRespSpec	Max	21.6403	6.525	0
SyD	LinRespSpec	Max	6.4927	21.748	0
PESO SISMICO	Combination		0	0	151.2047

DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE IRREGULARIDAD, Ia, Ip

1. IRREGULARIDAD POR ALTURA

Ia =	1.00

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ, PISO BLANDO

DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA, PISO DEBIL		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ, PISO BLANDO		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA, PISO DEBIL		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD DE MASA O PESO		
	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

1. IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA	Ip =	1.00

IRREGULARIDAD TORSIONAL Y TORSIONAL EXTREMA		
DIRECCION X	Ip =	1.00

Piso	DESPL-1 ABS	DESPL-2 ABS	Desplazamiento relativo 1	Desplazamiento relativo 2	Desplazamiento Máximo Relativo	Desplazamiento Relativo Promedio	VERIFICACIÓN 1	VERIFICACIÓN 2
1	0.445	0.490	0.445	0.490	0.490	0.468	CUMPLE	CUMPLE

DIRECCION Y	Ip =	1.00

Piso	DESPL-1 ABS	DESPL-2 ABS	Desplazamiento relativo 1	Desplazamiento relativo 2	Desplazamiento Máximo Relativo	Desplazamiento Relativo Promedio	VERIFICACIÓN 1	VERIFICACIÓN 2
1	0.420	0.417	0.420	0.417	0.420	0.418	CUMPLE	CUMPLE

ESQUINAS ENTRANTES	Ip =	1.00

DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA	Ip =	1.00

SISTEMAS NO PARALELOS	Ip =	1.00

Fuente: Elaboración propia

4.2.7 Análisis sísmico del bloque G

Tabla 71: Análisis Sísmico de Bloque G

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
NORMA 0.30
DISEÑO SISMO RESISTENTE

1.DATOS Y CARACTERISTICAS REFERENTES A LA ESTRUCTURA

Zona :	Zona 4
Suelo :	S3
U :	C) Edificaciones Comunes
N° de Pisos :	1
Altura :	4.25m
Material :	CONCRETO ARMADO

1.1 Zonificacón (Z) :

Tabla Nº1 ZONA "Z"	
ZONA	**Z**
Zona 1	0.10
Zona 2	0.25
Zona 3	0.35
Zona 4	0.45

1.2 Condiciones Geotécnicas - Perfiles de Suelo (S) :

Tabla Nº2 TIPO DE SUELO "S"	
S_0	ROCA DURA
S_1	ROCA O SUELOS MUY RIGIDOS
S_2	SUELOS INTERMEDIOS
S_3	SUELOS BLANDOS
S_4	CONDICIONES EXCEPCIONALES

1.3 Parámetros de Sitios (S,TP yTL) :

Tabla Nº 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO / ZONA	**S0**	**S1**	**S2**	**S3**
ZONA 4	0.80	1.00	1.05	1.10
ZONA 3	0.80	1.00	1.15	1.20
ZONA 2	0.80	1.00	1.20	1.40
ZONA 1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla Nº 4 PERIODOS "T_P" Y "T_L"				
	Perfil de Suelo			
	S0	**S1**	**S2**	**S3**
T_P (S)	0.30	0.40	0.60	1.00
T_L (S)	3.00	2.50	2.00	1.60

1.4 Periodo Fundamental de Vibración (T) :

✔	a) Porticos de concreto armado sin muros b) Porticos ductiles de acero con uniones resistentes a momentos,sin arriostramiento	C_T = 35
X	a) Porticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras b) Porticos de acero arriostrados	C_T = 45
X	Para edificios de albañileria y para todos los edificos de concreto armado duales,de muros estructurales y ductibilidad limitada	C_T = 60

Altura de la edificación	hn	4.25m
Coef. Dual	C_T	35
Periodo Fund. Vibración	**T**	0.121

1.5 Factor de Amplificación Sísmica (C) :

T	Tp	TL	C
0.121	1.00	1.60	2.50

1.6 Categoria de las Edificaciones y Factor de Uso (U) :

Tabla Nº 5 Categoria de las Edificaciones y	
Categoría	**U**
A) Edificaciones Esenciales	1.50
B) Edifiaciones Importantes	1.3
C) Edificaciones Comunes	1
D) Edificaciones Temporales	ver NTP

1.7 Categoria y Sistema Estructural según la zona donde se encuentre

Tabla Nº 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES			
Sistema Estructural	**Coeficiente Basico de Reduccion Ro (*)**		
		EJE X	**EJE Y**
Acero:			
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)			
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)			
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)			
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados			
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados			
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)			
Concreto Armado:			
Pórticos	8	✔	✔
Dual	7	X	X
De muros estructurales	6	X	X
Muros de ductilidad limitada			
Albañilería Armada o Confinada			
Madera (**)			

Tabla Nº 10 CATEGORIA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoria de la Edificacion	Zona	Restricciones
A1 y A2	4,3 y 2	No se permiten irreqularidades
	1	No se permiten irreqularidades extremas
B	4,3 y 2	No se permiten ¡rreqularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irreoularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto e
		edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

ANALISIS SISMICO POR FUERZAS ESTATICAS EQUIVALENTES

EJE X	
Z=	0.45
U=	1.00
S=	1.10
Tp=	1.00
TL=	1.60
T=	0.121
hn=	4.25m
CT=	35
C=	2.50
Ro=	8
Ia=	1
Ip=	1
R=	8
Coef.=	0.1547
k=	1.0000

EJE Y	
Z=	0.45
U=	1.00
S=	1.10
Tp=	1.00
TL=	1.60
T=	0.121
hn=	4.25m
CT=	35
C=	2.50
Ro=	8
Ia=	1
Ip=	1
R=	8
Coef.=	0.1547
k=	1.0000

Factor de Zona
Uso
Factor del Suelo
Periodo natural del suelo en la plataforma
Periodo natural del suelo en zona de sismo
Periodo fundamental de la estructura
Altura de la edificación
Párametro que depende del Sistema Estructural
Coeficiente de amplificación sísmica
Factor básico de reducción por Ductilidad
Indice de Irregularidad en Altura
Indice de Irregularidad en Planta

DATOS DE LA ESTUCTURA

PESO SISMICO	130.33 Tn
AREA	196.05m2
N° DE PISOS	1 Pisos
PESO POR M2	0.66 Tn/m2

FUERZA CORTANTE EN LA BASE

	EJE X	EJE Y
Z=	0.45	0.45
U=	1.00	1.00
C=	2.50	2.50
S=	1.10	1.10
R=	8	8
Pe=	130.33 Tn	130.33 Tn
V=	20.16 Tn	20.16 Tn

Verificacion		
C/R≥0.11	0.31	OK

VERIFICACION DE CORTANTES MINIMO CON SOFWARE

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
SxE	LinStatic		-18.4238	0	0
SyE	LinStatic		0	-18.4238	0
SxD	LinRespSpec	Max	18.4071	5.4762	0
SyD	LinRespSpec	Max	5.5252	18.2437	0
PESO SISMICO	Combination		0	0	130.3394

VERIFICACION DE DERIVAS

DIRECCION X 0.007

Piso	Desplazamiento absoluto 1ER ESQUINA	Desplazamiento absoluto 2DA ESQUINA	Desplazamiento absoluto real	Desplazamiento relativo	Desplazamiento relativo Real	altura	deriva	VERIDFICACIÓN PARA CONCRETO ARMADO
0.000	0.366	0.351	2.198	0.366	2.198	425.00	0.0052	CUMPLE

DIRECCION Y 0.007

Piso	Desplazamiento absoluto 1ER ESQUINA	Desplazamiento absoluto 2DA ESQUINA	Desplazamiento absoluto real	Desplazamiento relativo	Desplazamiento relativo Real	altura	deriva	VERIDFICACIÓN PARA CONCRETO ARMADO
0.000	0.388	0.313	2.329	0.388	2.329	425.00	0.005	CUMPLE

COMPROBACION DE LA CARGA MODAL DE PARTICIPACION

Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	100	100
Modal	Acceleration	UY	100	100
Modal	Acceleration	UZ	0	0

TABLE: Modal Load Participation Ratios					
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic	
Text	Text	Text	Percent	Percent	
MODAL	Acceleration	UX	100	100	CUMPLE
MODAL	Acceleration	UY	100	100	CUMPLE

Case	Mode	Period sec	UX	UY
Modal	1	0.306	0.994	0.004
Modal	2	0.302	0.005	0.979
Modal	3	0.268	0.001	0.017

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.306	0.994	0.004	0.000
MODAL	Mode	2	0.302	0.005	0.979	0.000
MODAL	Mode	3	0.268	0.001	0.017	0.000

Periodo fundamental en x Tx= 0.306 seg
Periodo fundamental en y Ty= 0.302 seg

VERIFICACION DE LA FUERZA CORTANTE MINIMA Y FACTOR DE AMPLIFICACIÓN

SIN ESCALAR

DIRECCION X		DIRECCION Y		
VXE	18.420	VYE	=	18.420
0.8*VXE	14.736	0.8*VXE		14.736
VXD	18.410	VYD	=	18.240
ESCALA	0.800	ESCALA		0.808
REQUISITO:	CUMPLE			CUMPLE

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
SxE	LinStatic		-18.4238	0	0
SyE	LinStatic		0	-18.4238	0
SxD	LinRespSpec	Max	18.4071	5.4762	0
SyD	LinRespSpec	Max	5.5252	18.2437	0
PESO SISMICO	Combination		0	0	130.3394

DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE IRREGULARIDAD, Ia, Ip

1. IRREGULARIDAD POR ALTURA

Ia =	1.00

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ, PISO BLANDO

DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA, PISO DEBIL		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ, PISO BLANDO		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA, PISO DEBIL		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD DE MASA O PESO		
	Ia =	1.00

IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES		
DIRECCIÓN X	Ia =	1.00
DIRECCIÓN Y	Ia =	1.00

1. IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA	Ip =	1.00

IRREGULARIDAD TORSIONAL Y TORSIONAL EXTREMA

DIRECCION X	Ip =	1.00

Piso	DESPL-1 ABS	DESPL-2 ABS	Desplazamiento relativo 1	Desplazamiento relativo 2	Desplazamiento Máximo Relativo	Desplazamiento Relativo Promedio	VERIFICACIÓN 1	VERIFICACIÓN 2
1	0.366	0.351	0.366	0.351	0.366	0.359	CUMPLE	CUMPLE

DIRECCION Y	Ip =	1.00

Piso	DESPL-1 ABS	DESPL-2 ABS	Desplazamiento relativo 1	Desplazamiento relativo 2	Desplazamiento Máximo Relativo	Desplazamiento Relativo Promedio	VERIFICACIÓN 1	VERIFICACIÓN 2
1	0.388	0.313	0.388	0.313	0.388	0.350	CUMPLE	CUMPLE

ESQUINAS ENTRANTES	Ip =	1.00

DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA	Ip =	1.00

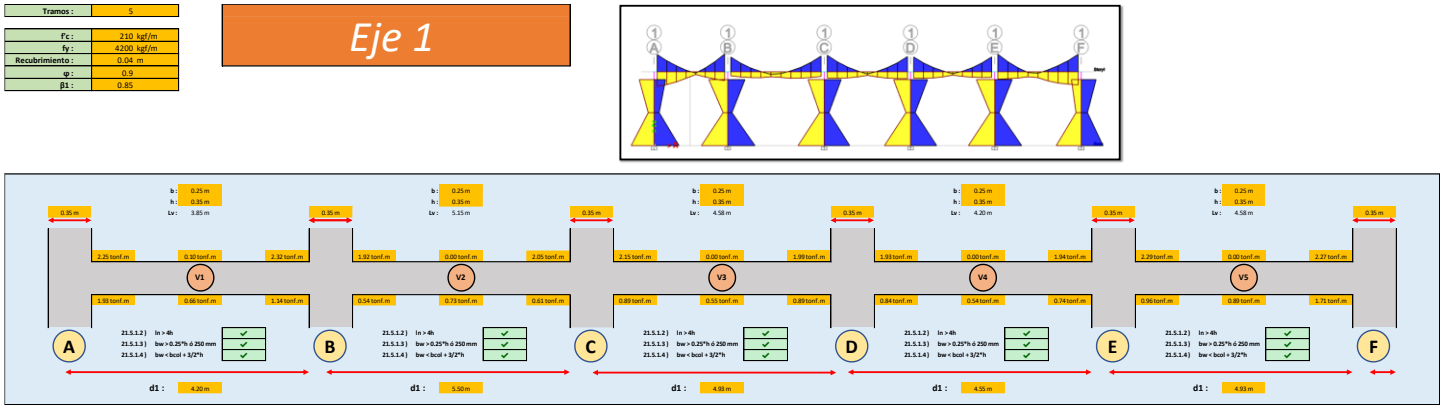
SISTEMAS NO PARALELOS	Ip =	1.00

Fuente: Elaboración propia

4.3 Diseño de vigas

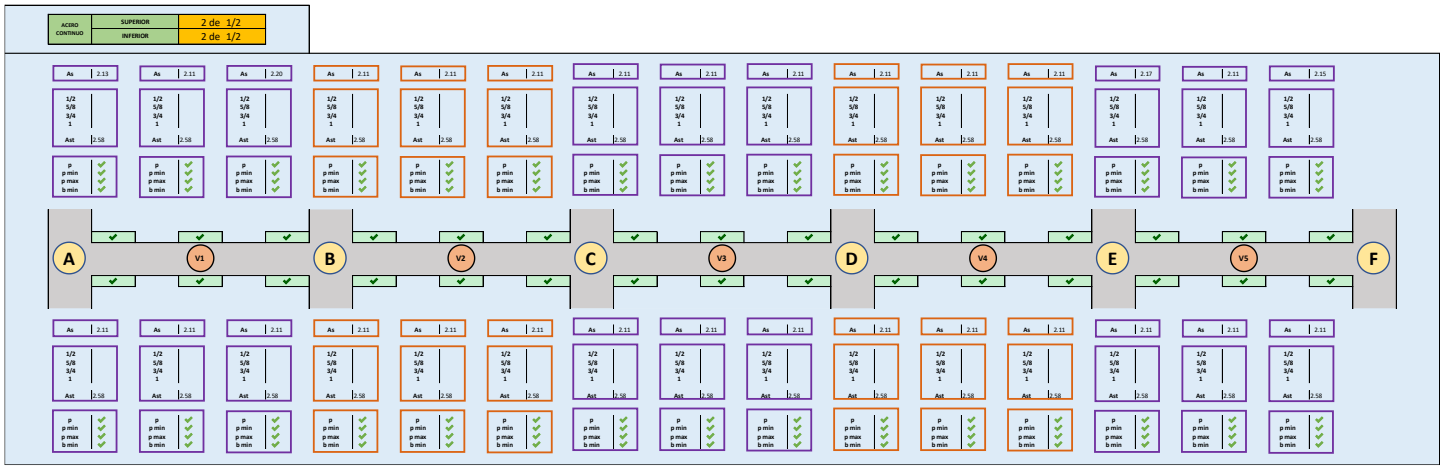
4.3.1 Diseño de vigas del bloque A

Tabla 72: Diseño de vigas del Bloque A

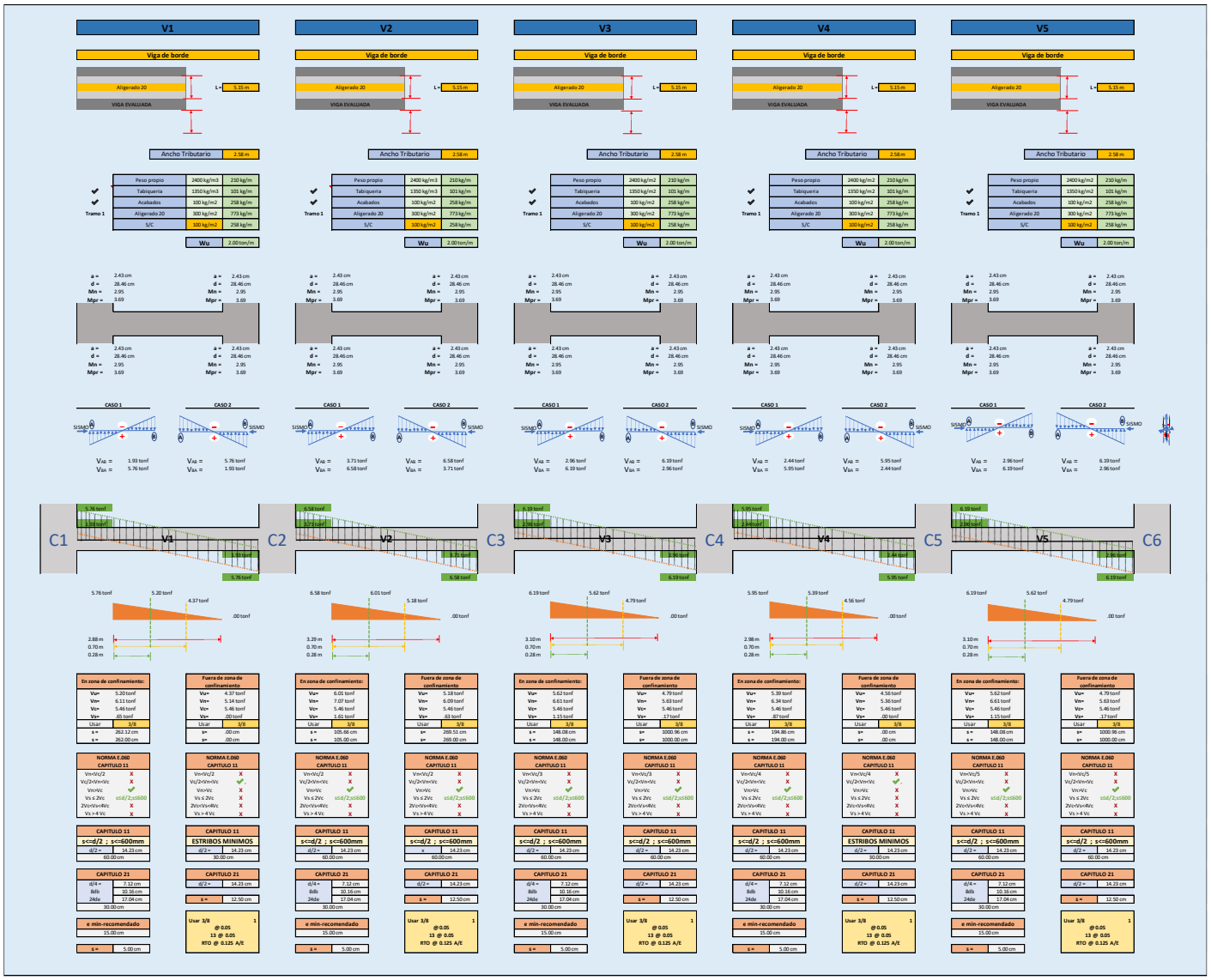


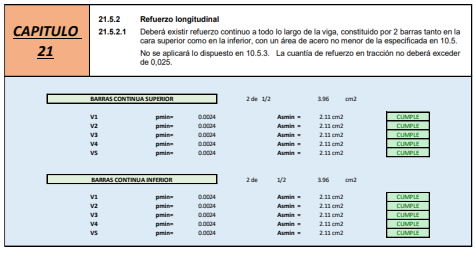
Diseño por flexión

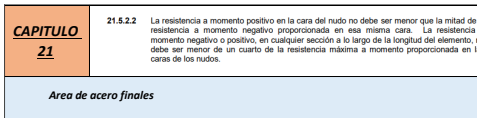
Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	2.25	2.25	0.29	2.01	2.13	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	2.13
	Izq. Inf.	1.93	1.93	0.29	1.71	1.82	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Sup.	0.10	0.58	0.29	0.50	0.53	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Inf.	0.66	0.66	0.29	0.57	0.61	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Sup.	2.32	2.32	0.29	2.07	2.20	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	2.20
	Der. Inf.	1.14	1.16	0.29	1.02	1.08	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
V2	Izq. Sup.	1.92	1.92	0.29	1.70	1.81	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Izq. Inf.	0.54	0.96	0.29	0.84	0.89	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Sup.	0.00	0.51	0.29	0.44	0.47	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Inf.	0.73	0.73	0.29	0.64	0.67	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Sup.	2.05	2.05	0.29	1.82	1.94	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Inf.	0.61	1.03	0.29	0.90	0.95	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
V3	Izq. Sup.	2.15	2.15	0.29	1.91	2.03	0.0023	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Izq. Inf.	0.89	1.08	0.29	0.94	1.00	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Sup.	0.00	0.54	0.29	0.47	0.50	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Inf.	0.55	0.55	0.29	0.48	0.51	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Sup.	1.99	1.99	0.29	1.77	1.88	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Inf.	0.89	1.00	0.29	0.87	0.92	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
V4	Izq. Sup.	1.93	1.93	0.29	1.71	1.82	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Izq. Inf.	0.84	0.97	0.29	0.84	0.90	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Sup.	0.00	0.49	0.29	0.42	0.45	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Inf.	0.54	0.54	0.29	0.47	0.50	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Sup.	1.94	1.94	0.29	1.72	1.83	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Inf.	0.74	0.97	0.29	0.85	0.90	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
V5	Izq. Sup.	2.29	2.29	0.29	2.04	2.17	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	2.17
	Izq. Inf.	0.96	1.15	0.29	1.00	1.07	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Sup.	0.00	0.57	0.29	0.50	0.53	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Inf.	0.89	0.89	0.29	0.78	0.82	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Sup.	2.27	2.27	0.29	2.02	2.15	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	2.15
	Der. Inf.	1.71	1.71	0.29	1.51	1.61	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	2.11

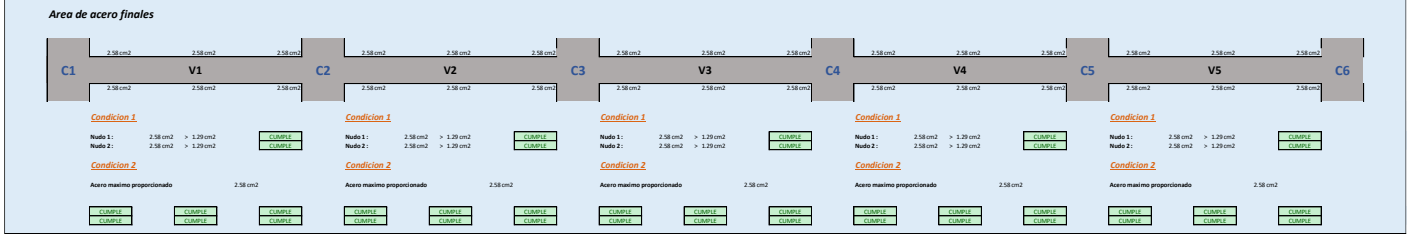


Diseño por cortante





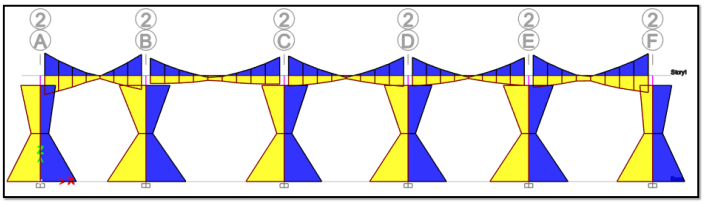


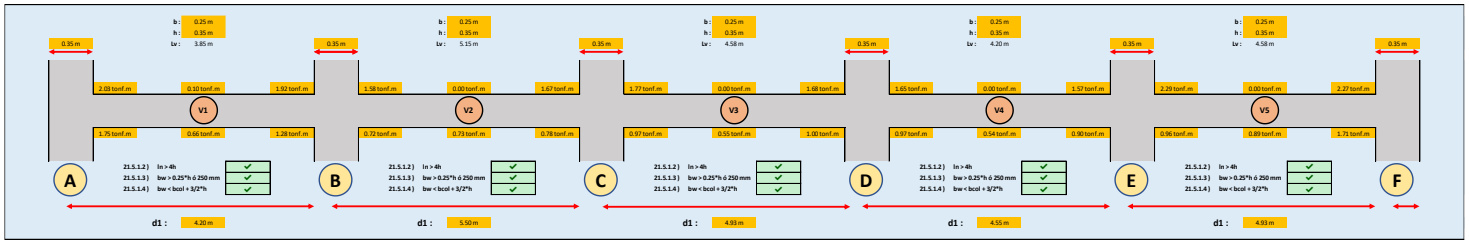


Tramos :	5

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
Recubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje 2

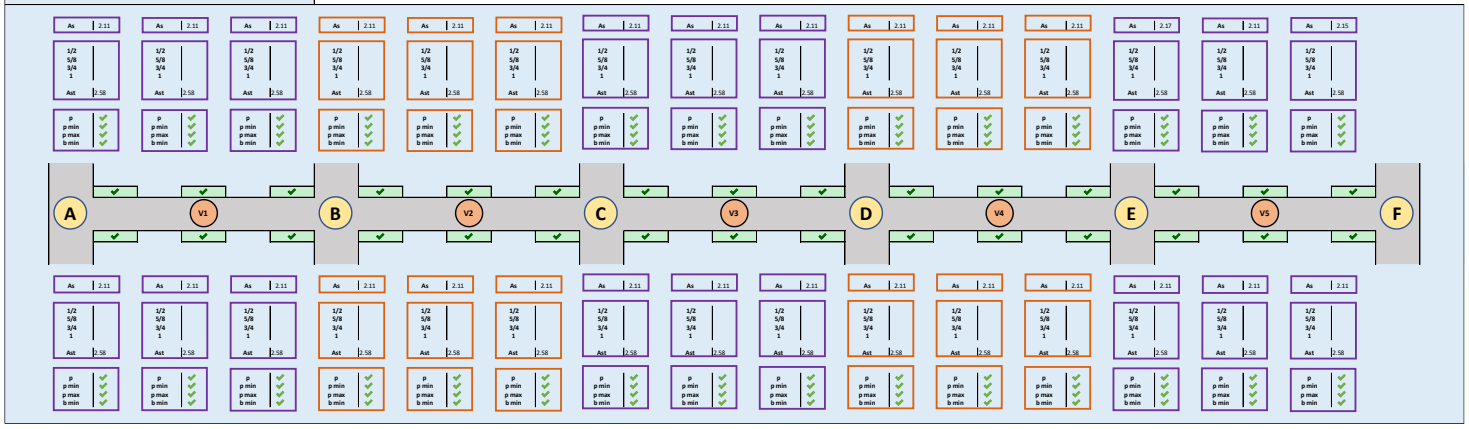




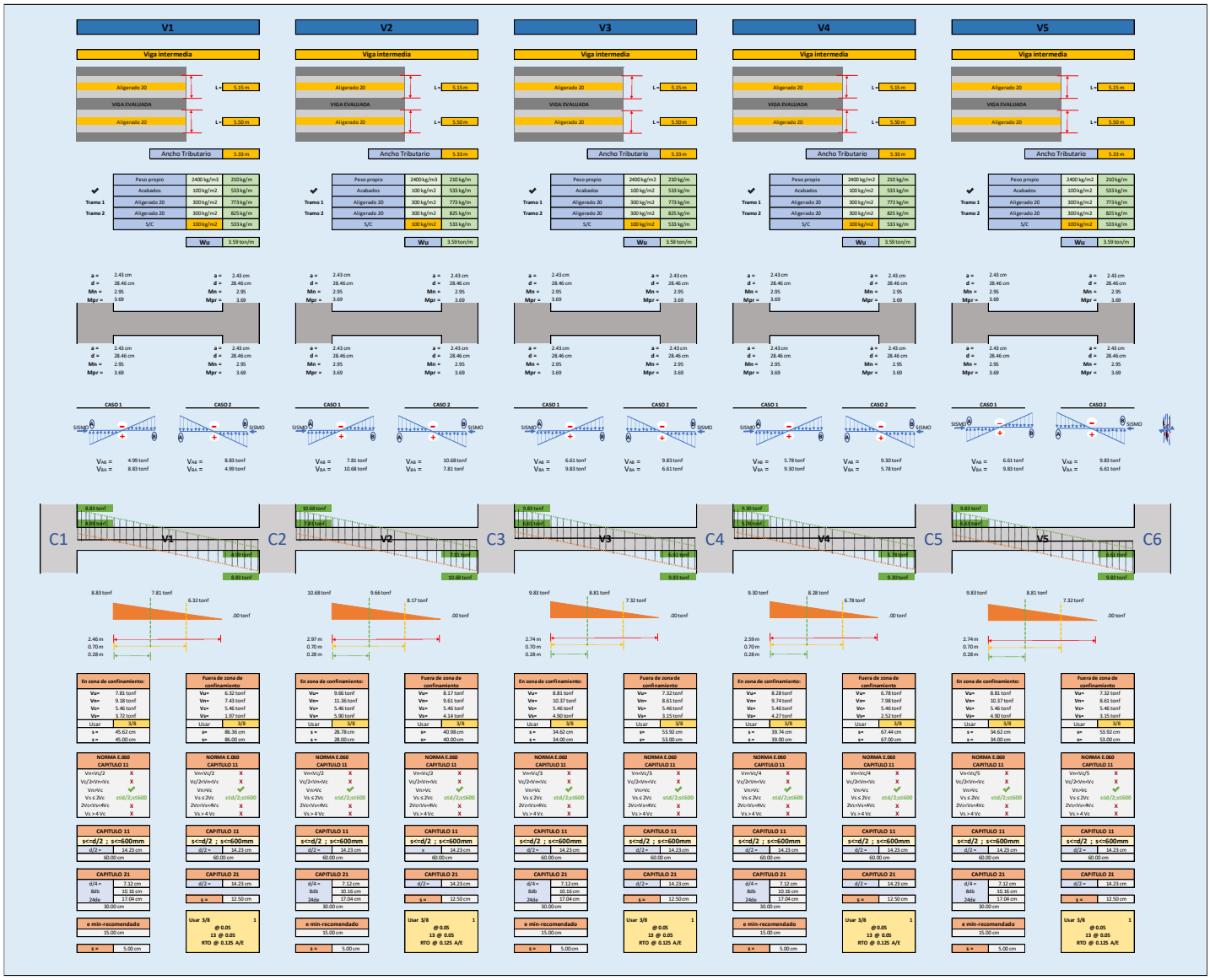
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	2.03	2.03	0.29	1.80	1.92	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Izq. Inf.	1.75	1.75	0.29	1.55	1.64	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Sup.	0.10	0.51	0.29	0.44	0.47	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Inf.	0.66	0.66	0.29	0.57	0.61	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Sup.	1.92	1.92	0.29	1.70	1.81	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Inf.	1.28	1.28	0.29	1.12	1.19	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
V2	Izq. Sup.	1.58	1.58	0.29	1.39	1.48	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Izq. Inf.	0.72	0.79	0.29	0.69	0.73	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Sup.	0.00	0.42	0.29	0.36	0.38	0.0004	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Inf.	0.73	0.73	0.29	0.64	0.67	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Sup.	1.67	1.67	0.29	1.47	1.57	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Inf.	0.78	0.84	0.29	0.73	0.77	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
V3	Izq. Sup.	1.77	1.77	0.29	1.57	1.66	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Izq. Inf.	0.97	0.97	0.29	0.85	0.90	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Sup.	0.00	0.44	0.29	0.38	0.41	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Inf.	0.55	0.55	0.29	0.48	0.51	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Sup.	1.68	1.68	0.29	1.48	1.58	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Inf.	1.00	1.00	0.29	0.87	0.93	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
V4	Izq. Sup.	1.65	1.65	0.29	1.46	1.55	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Izq. Inf.	0.97	0.97	0.29	0.85	0.90	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Sup.	0.00	0.41	0.29	0.36	0.38	0.0004	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Inf.	0.54	0.54	0.29	0.47	0.50	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Sup.	1.57	1.57	0.29	1.38	1.47	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Inf.	0.90	0.90	0.29	0.79	0.83	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
V5	Izq. Sup.	2.29	2.29	0.29	2.04	2.17	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	2.17
	Izq. Inf.	0.96	1.15	0.29	1.00	1.07	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Sup.	0.00	0.57	0.29	0.50	0.53	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Inf.	0.89	0.89	0.29	0.78	0.82	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Sup.	2.27	2.27	0.29	2.02	2.15	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	2.15
	Der. Inf.	1.71	1.71	0.29	1.51	1.61	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	2.11

ACERO CONTINUO	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0.025.

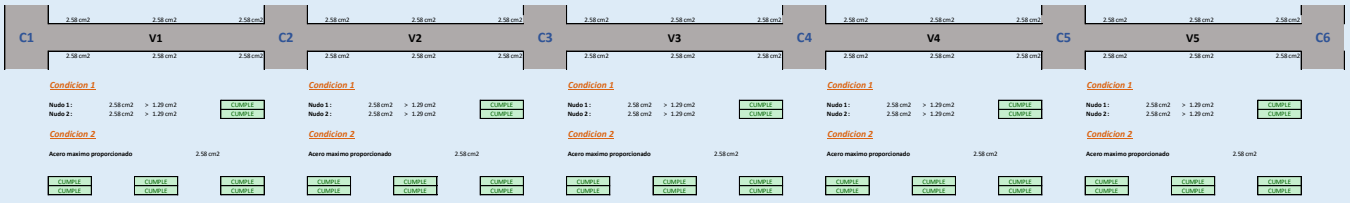
BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 2.11 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 2.11 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 2.11 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 2.11 cm2	CUMPLE
V5	pmin= 0.0024	Asmin = 2.11 cm2	CUMPLE

BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 2.11 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 2.11 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 2.11 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 2.11 cm2	CUMPLE
V5	pmin= 0.0024	Asmin = 2.11 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

Area de acero finales



Condicion 1

Nudo 1 :	2.58 cm2	> 1.29 cm2	CUMPLE
Nudo 2 :	2.58 cm2	> 1.29 cm2	CUMPLE

Condicion 2

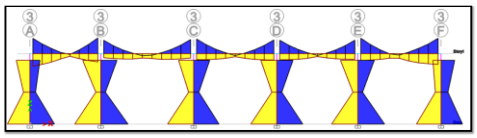
Acero maximo proporcionado 2.58 cm2

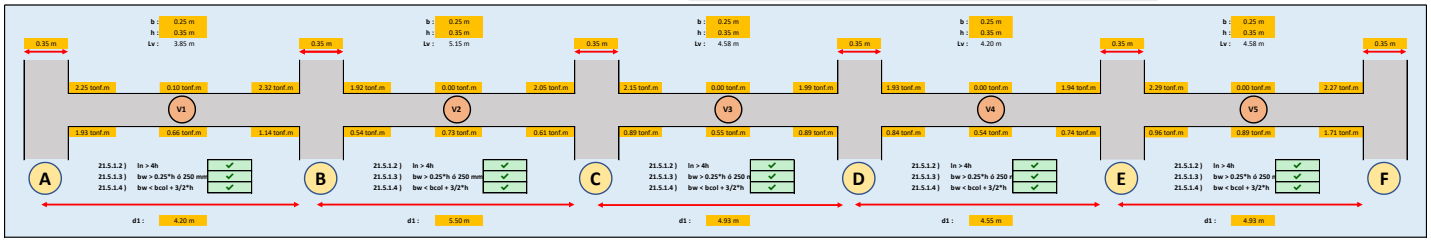
CUMPLE

Tramos :	5

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
Recubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje 3

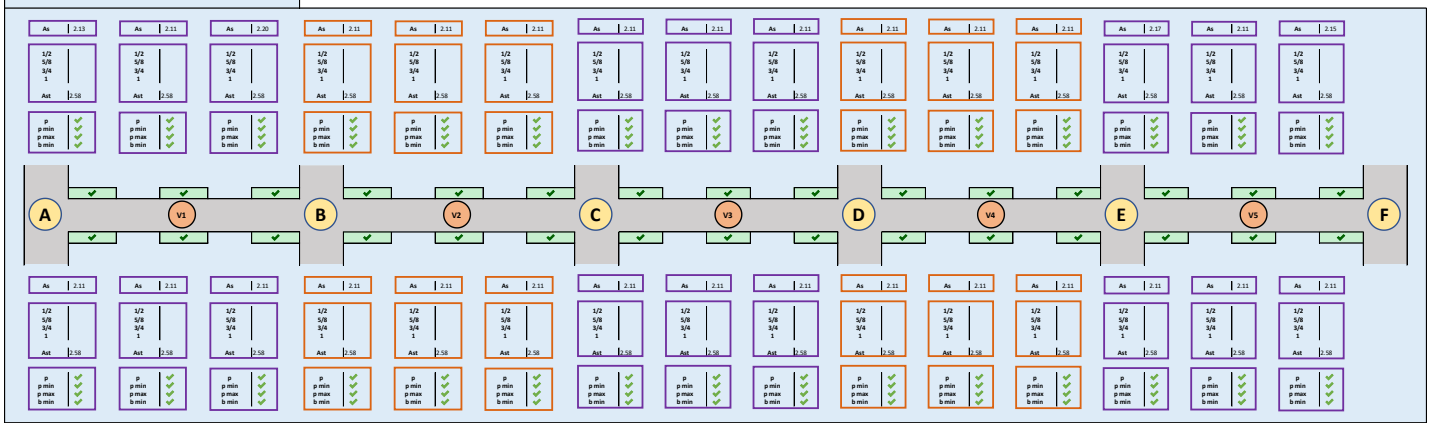




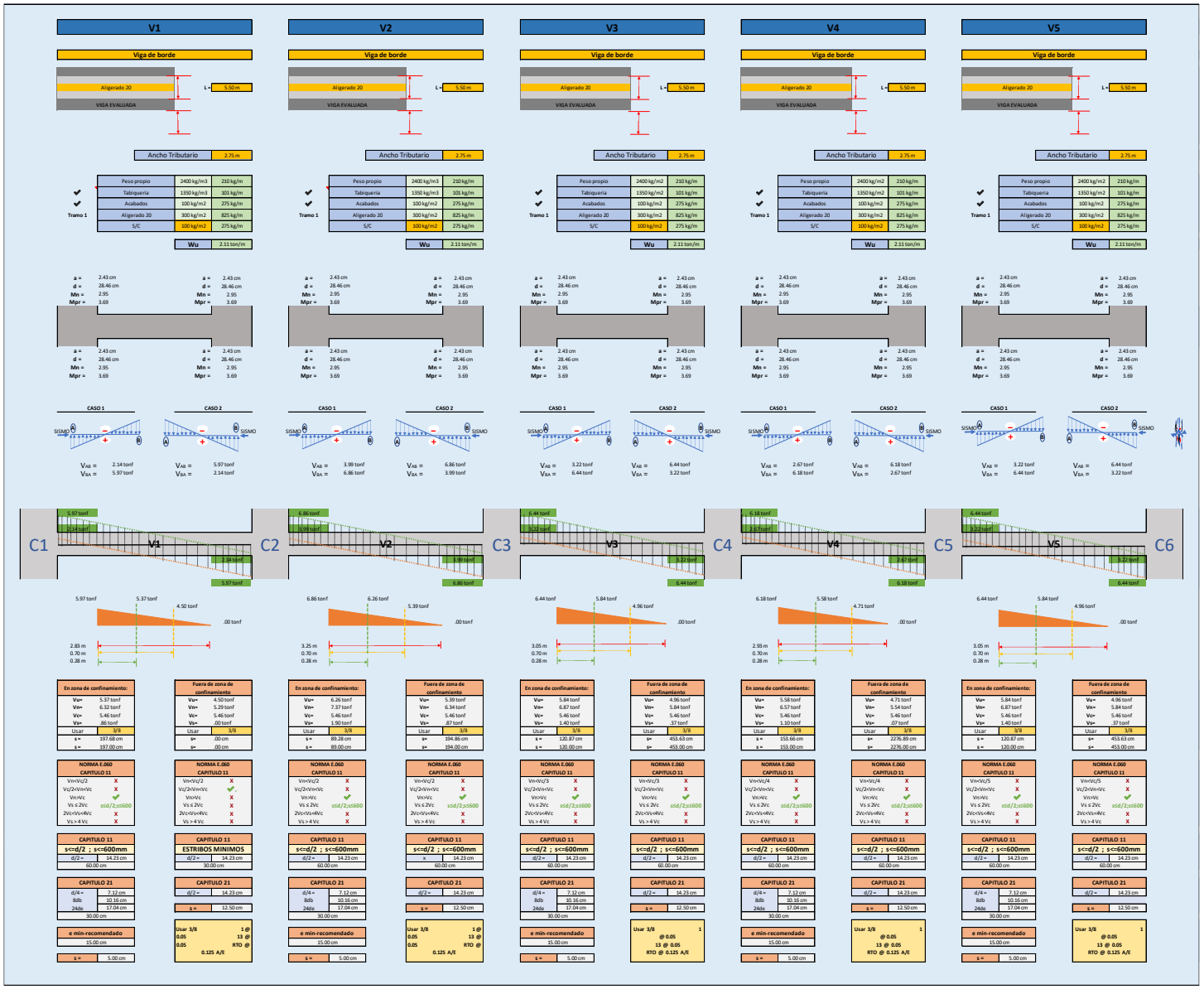
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	2.25	2.25	0.29	2.01	2.13	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	2.13
	Izq. Inf.	1.93	1.93	0.29	1.71	1.82	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Sup.	0.10	0.58	0.29	0.50	0.53	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Inf.	0.66	0.66	0.29	0.57	0.61	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Sup.	2.32	2.32	0.29	2.07	2.20	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	2.20
	Der. Inf.	1.14	1.16	0.29	1.02	1.08	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
V2	Izq. Sup.	1.92	1.92	0.29	1.70	1.81	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Izq. Inf.	0.54	0.96	0.29	0.84	0.89	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Sup.	0.00	0.51	0.29	0.44	0.47	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Inf.	0.73	0.73	0.29	0.64	0.67	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Sup.	2.05	2.05	0.29	1.82	1.94	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Inf.	0.61	1.03	0.29	0.90	0.95	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
V3	Izq. Sup.	2.15	2.15	0.29	1.91	2.03	0.0023	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Izq. Inf.	0.89	1.08	0.29	0.94	1.00	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Sup.	0.00	0.54	0.29	0.47	0.50	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Inf.	0.55	0.55	0.29	0.48	0.51	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Sup.	1.99	1.99	0.29	1.77	1.88	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Inf.	0.89	1.00	0.29	0.87	0.92	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
V4	Izq. Sup.	1.93	1.93	0.29	1.71	1.82	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Izq. Inf.	0.84	0.97	0.29	0.84	0.90	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Sup.	0.00	0.49	0.29	0.42	0.45	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Inf.	0.54	0.54	0.29	0.47	0.50	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Sup.	1.94	1.94	0.29	1.72	1.83	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Inf.	0.74	0.97	0.29	0.85	0.90	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
V5	Izq. Sup.	2.29	2.29	0.29	2.04	2.17	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	2.17
	Izq. Inf.	0.96	1.15	0.29	1.00	1.07	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Sup.	0.00	0.57	0.29	0.50	0.53	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Cnt. Inf.	0.89	0.89	0.29	0.78	0.82	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	2.11
	Der. Sup.	2.27	2.27	0.29	2.02	2.15	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	2.15
	Der. Inf.	1.71	1.71	0.29	1.51	1.61	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	2.11

ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

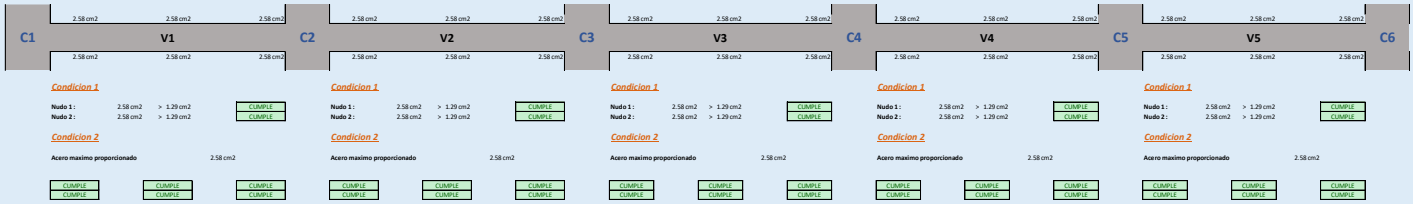
BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 2.11 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 2.11 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 2.11 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 2.11 cm2	CUMPLE
V5	pmin= 0.0024	Asmin = 2.11 cm2	CUMPLE

BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 2.11 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 2.11 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 2.11 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 2.11 cm2	CUMPLE
V5	pmin= 0.0024	Asmin = 2.11 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

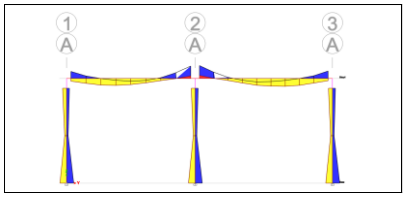
Area de acero finales

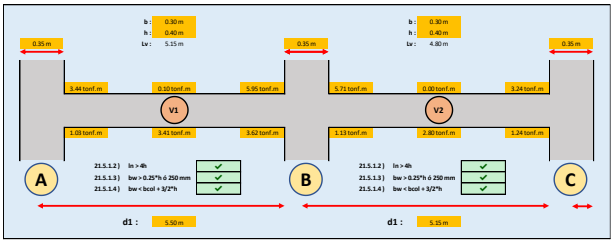


Tramos :	2

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
rimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje A

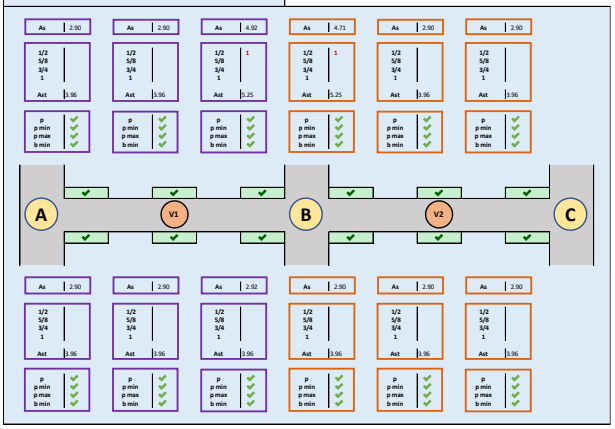




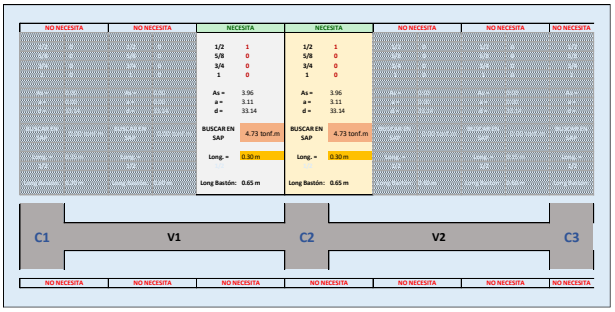
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	3.44	3.44	0.34	2.17	2.77	0.0023	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Izq. Inf.	1.03	1.72	0.34	1.07	1.36	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.10	1.49	0.34	0.92	1.18	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	3.41	3.41	0.34	2.15	2.75	0.0023	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	5.95	5.95	0.34	3.86	4.92	0.0041	0.0024	0.0163	0.0041	4.92
	Der. Inf.	3.62	3.62	0.34	2.29	2.92	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	2.92
V2	Izq. Sup.	5.71	5.71	0.34	3.69	4.71	0.0039	0.0024	0.0163	0.0039	4.71
	Izq. Inf.	1.13	2.86	0.34	1.79	2.29	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.43	0.34	0.88	1.13	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	2.80	2.80	0.34	1.76	2.24	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	3.24	3.24	0.34	2.04	2.60	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Inf.	1.24	1.62	0.34	1.01	1.28	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

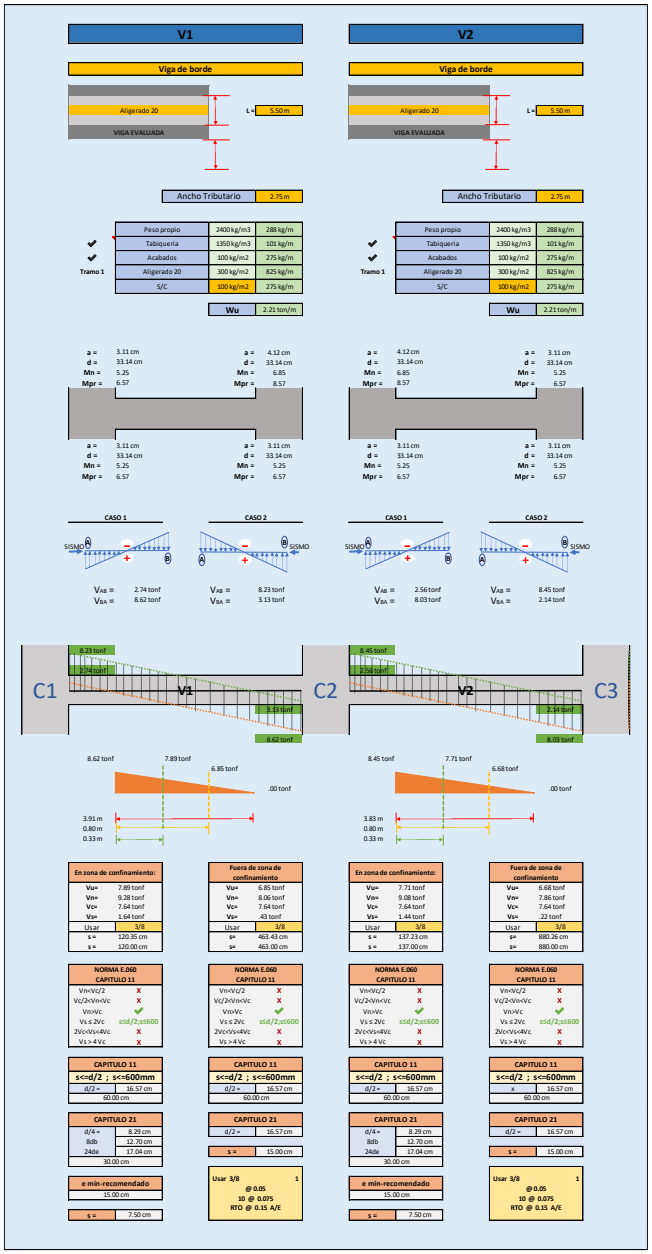
ACERO CONTINUO	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

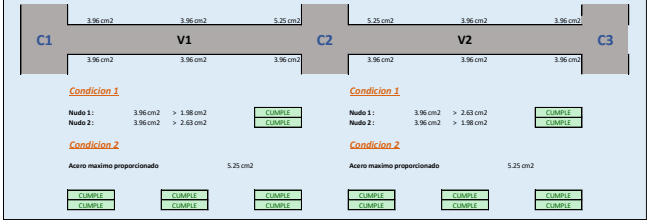
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0.025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR		2 de 5/8	3.96 cm2		
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR		2 de 5/8	3.96 cm2		
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE

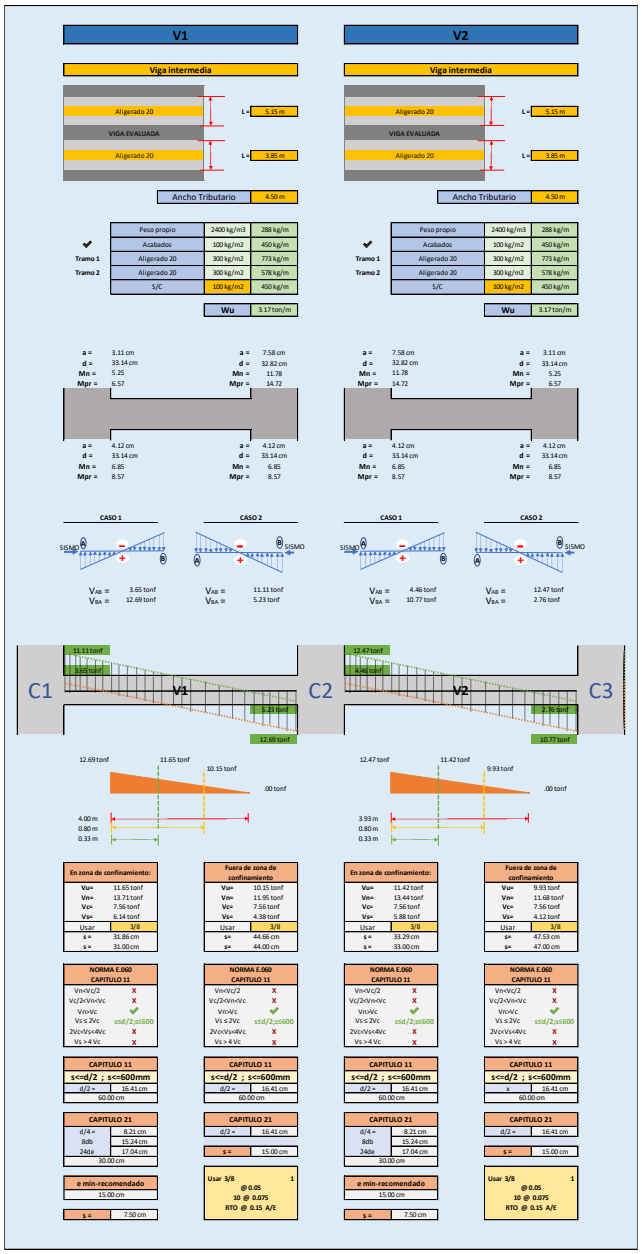
CAPITULO 21

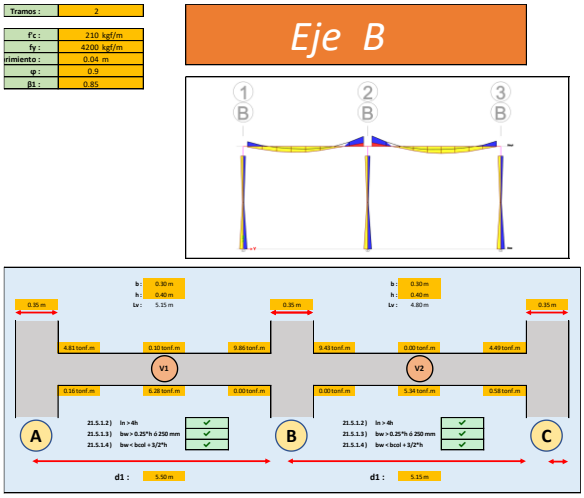
21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

Area de acero finales



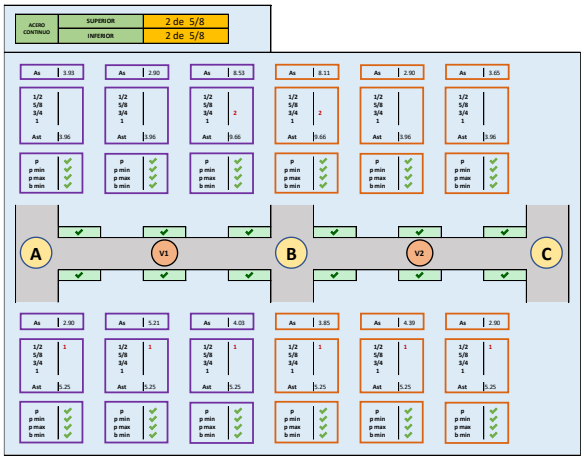
Diseño por cortante



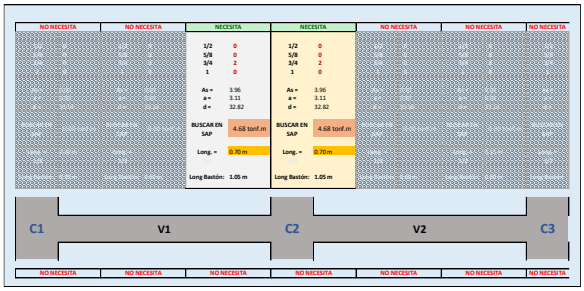


Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	4.81	4.81	0.34	3.08	3.93	0.0033	0.0024	0.0163	0.0033	3.93
	Izq. Inf.	0.16	2.47	0.34	1.54	1.97	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.10	2.47	0.34	1.54	1.97	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	6.28	6.28	0.34	4.09	5.21	0.0043	0.0024	0.0163	0.0043	5.21
	Der. Sup.	9.86	9.86	0.34	6.69	8.53	0.0071	0.0024	0.0163	0.0071	8.53
	Der. Inf.	0.00	4.93	0.34	3.16	4.03	0.0034	0.0024	0.0163	0.0034	4.03
V2	Izq. Sup.	9.43	9.43	0.34	6.36	8.11	0.0068	0.0024	0.0163	0.0068	8.11
	Izq. Inf.	0.00	4.72	0.34	3.02	3.85	0.0032	0.0024	0.0163	0.0032	3.85
	Cnt. Sup.	0.00	2.36	0.34	1.47	1.88	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	5.34	5.34	0.34	3.44	4.39	0.0037	0.0024	0.0163	0.0037	4.39
	Der. Sup.	4.49	4.49	0.34	2.87	3.65	0.0030	0.0024	0.0163	0.0030	3.65
	Der. Inf.	0.58	2.36	0.34	1.47	1.88	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.90



Longitud de bastones



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

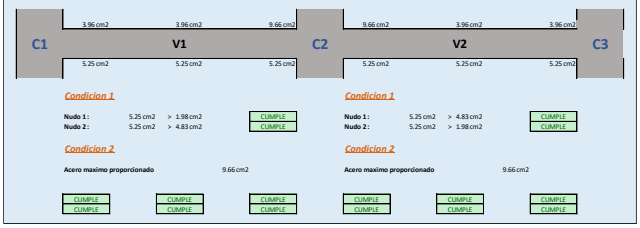
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 5/8	3.96 cm2			
V1	pmin= 0.0024		Asmin = 2.90 cm2		CUMPLE
V2	pmin= 0.0024		Asmin = 2.90 cm2		CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 5/8	3.96 cm2			
V1	pmin= 0.0024		Asmin = 2.90 cm2		CUMPLE
V2	pmin= 0.0024		Asmin = 2.90 cm2		CUMPLE

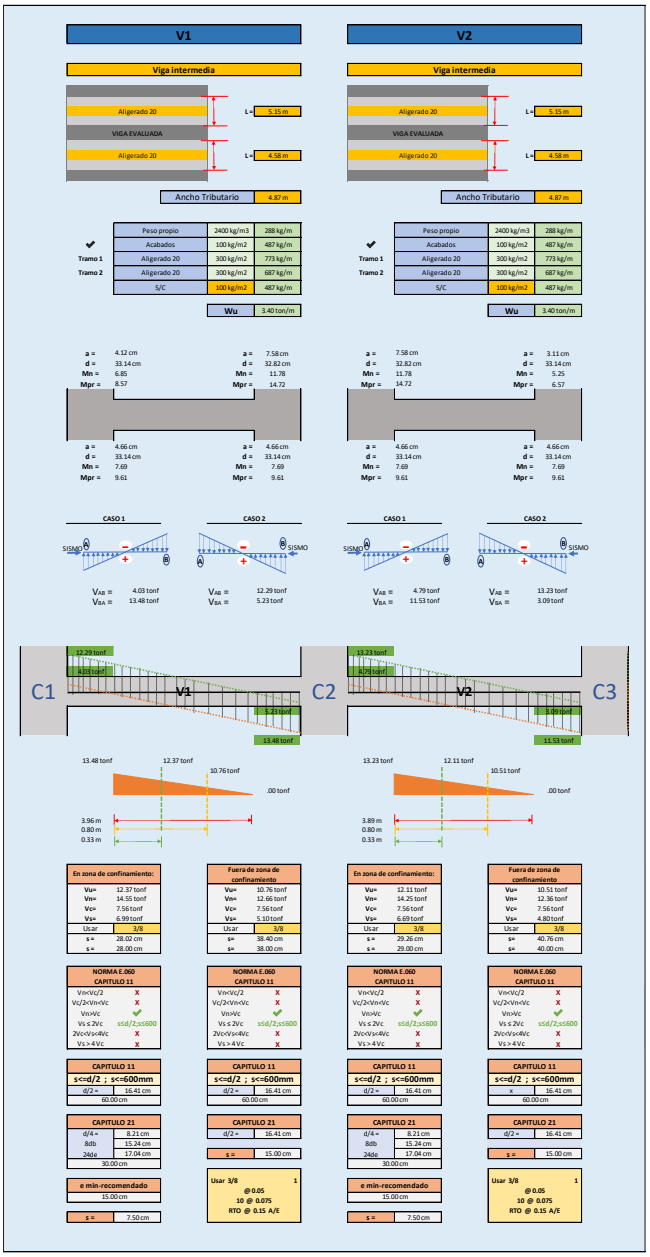
CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

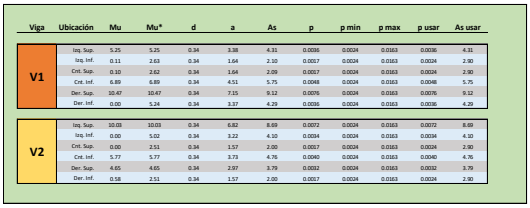
Area de acero finales



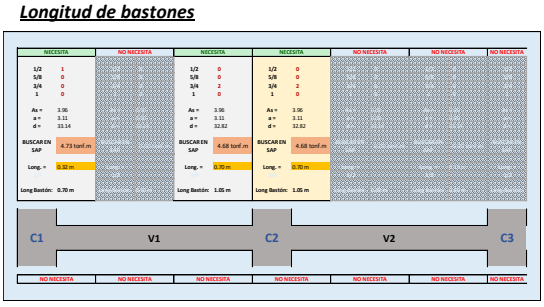
Diseño por cortante



Diseño por flexión



Longitud de bastones

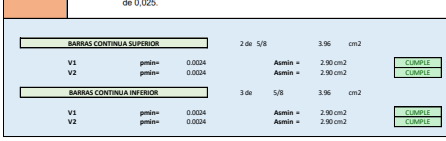


CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

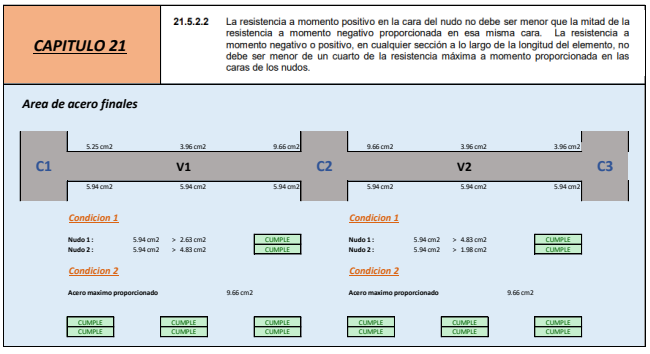
21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.



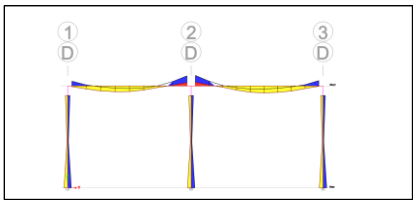
CAPITULO 21

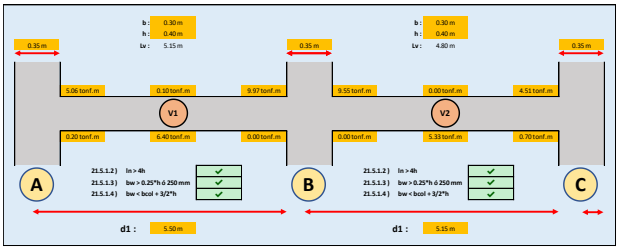
21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.



Tramos :	2
f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
rimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje D

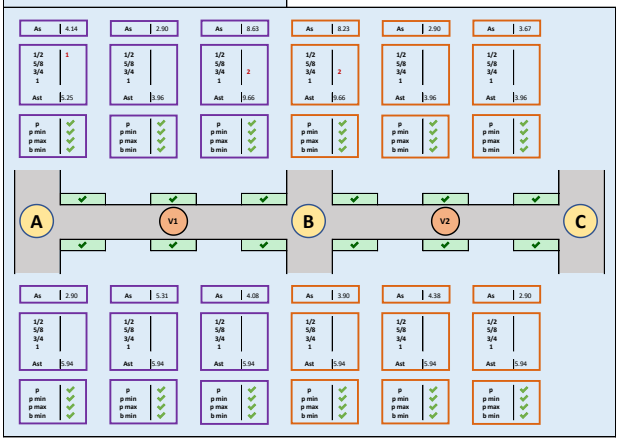




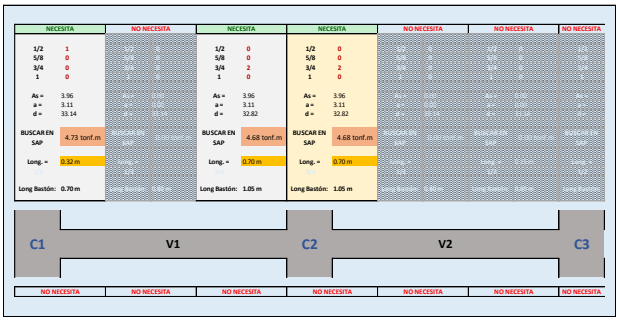
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	5.06	5.06	0.34	3.25	4.14	0.0035	0.0024	0.0163	0.0035	4.14
	Izq. Inf.	0.20	2.53	0.34	1.58	2.02	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.10	2.49	0.34	1.56	1.99	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	6.40	6.40	0.34	4.17	5.31	0.0044	0.0024	0.0163	0.0044	5.31
	Der. Sup.	9.97	9.97	0.34	6.77	8.63	0.0072	0.0024	0.0163	0.0072	8.63
	Der. Inf.	0.00	4.99	0.34	3.20	4.08	0.0034	0.0024	0.0163	0.0034	4.08
V2	Izq. Sup.	9.55	9.55	0.34	6.45	8.23	0.0069	0.0024	0.0163	0.0069	8.23
	Izq. Inf.	0.00	4.78	0.34	3.06	3.90	0.0032	0.0024	0.0163	0.0032	3.90
	Cnt. Sup.	0.00	2.39	0.34	1.49	1.90	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	5.33	5.33	0.34	3.43	4.38	0.0036	0.0024	0.0163	0.0036	4.38
	Der. Sup.	4.51	4.51	0.34	2.88	3.67	0.0031	0.0024	0.0163	0.0031	3.67
	Der. Inf.	0.70	2.39	0.34	1.49	1.90	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

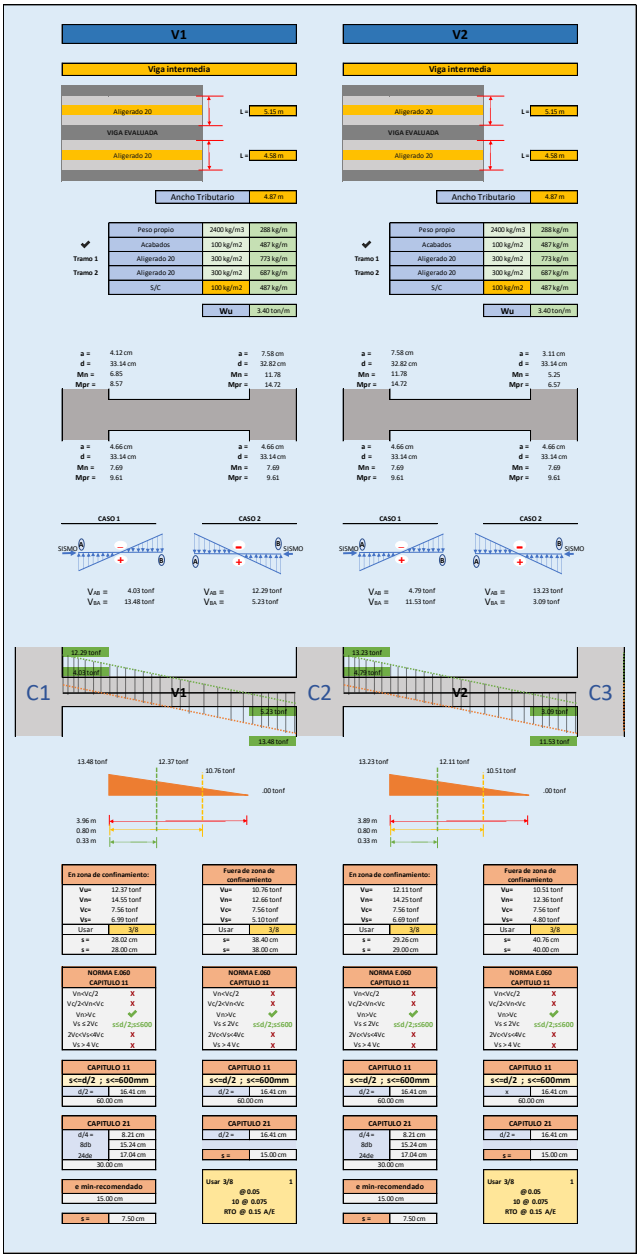
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	3 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

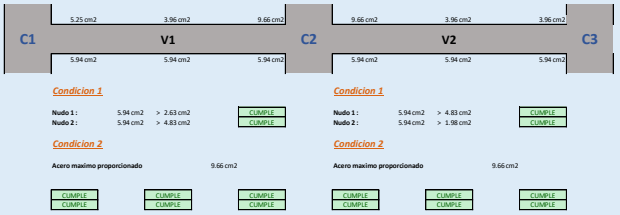
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 5/8	3.96 cm2			
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR	3 de 5/8	3.96 cm2			
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

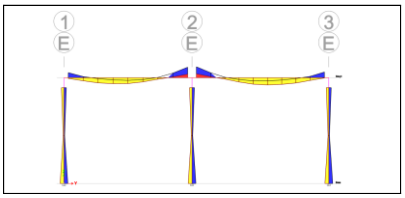
Area de acero finales

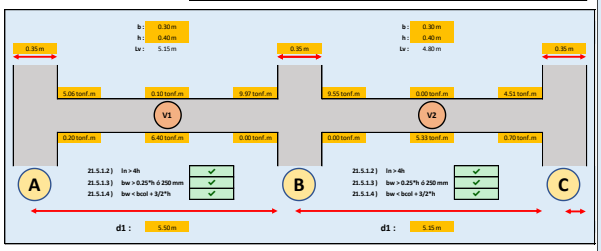


Tramos :	2

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
imiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje E

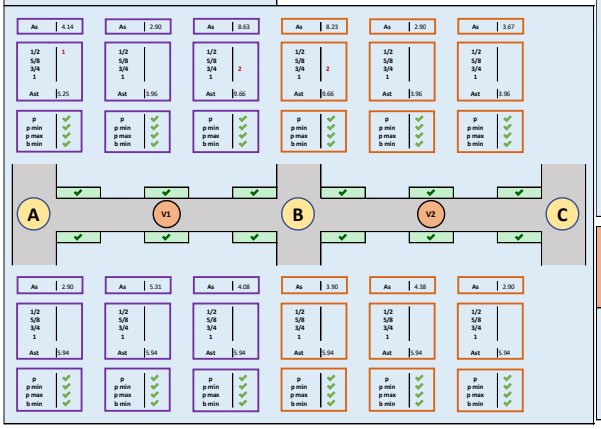




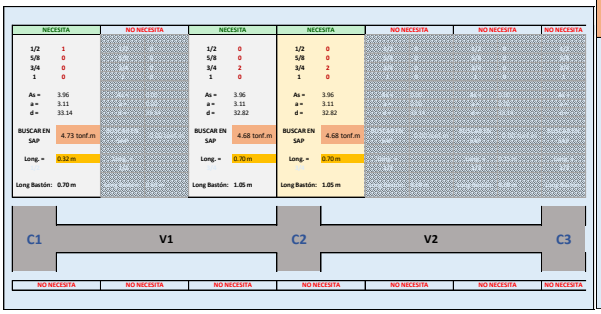
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	5.06	5.06	0.34	3.25	4.14	0.0095	0.0024	0.0163	0.0035	4.14
	Izq. Inf.	0.20	2.53	0.34	1.58	2.02	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.10	2.49	0.34	1.56	1.99	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	6.40	6.40	0.34	4.17	5.31	0.0044	0.0024	0.0163	0.0044	5.31
	Der. Sup.	9.97	9.97	0.34	6.77	8.63	0.0072	0.0024	0.0163	0.0072	8.63
	Der. Inf.	0.00	4.99	0.34	3.20	4.08	0.0034	0.0024	0.0163	0.0034	4.08
V2	Izq. Sup.	9.55	9.55	0.34	6.45	8.23	0.0069	0.0024	0.0163	0.0069	8.23
	Izq. Inf.	0.00	4.78	0.34	3.06	3.90	0.0032	0.0024	0.0163	0.0032	3.90
	Cnt. Sup.	0.00	2.39	0.34	1.49	1.90	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	5.33	5.33	0.34	3.43	4.38	0.0036	0.0024	0.0163	0.0036	4.38
	Der. Sup.	4.51	4.51	0.34	2.88	3.67	0.0031	0.0024	0.0163	0.0031	3.67
	Der. Inf.	0.70	2.39	0.34	1.49	1.90	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

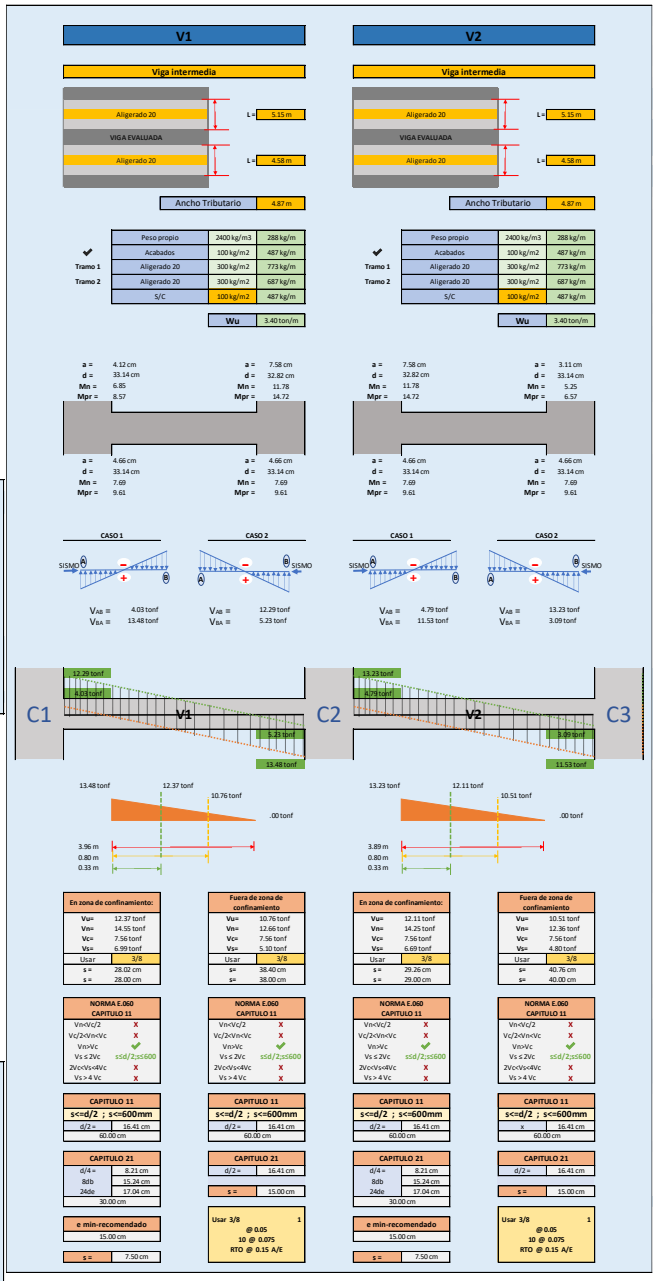
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	3 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

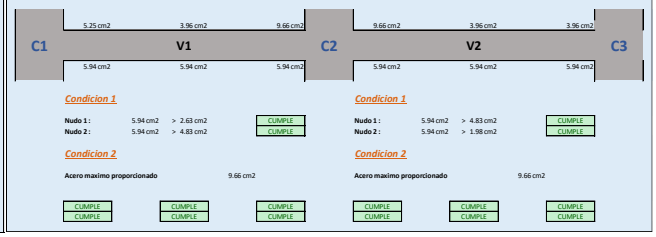
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR			2 de 5/8	3.96 cm2	
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR			3 de 5/8	3.96 cm2	
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE

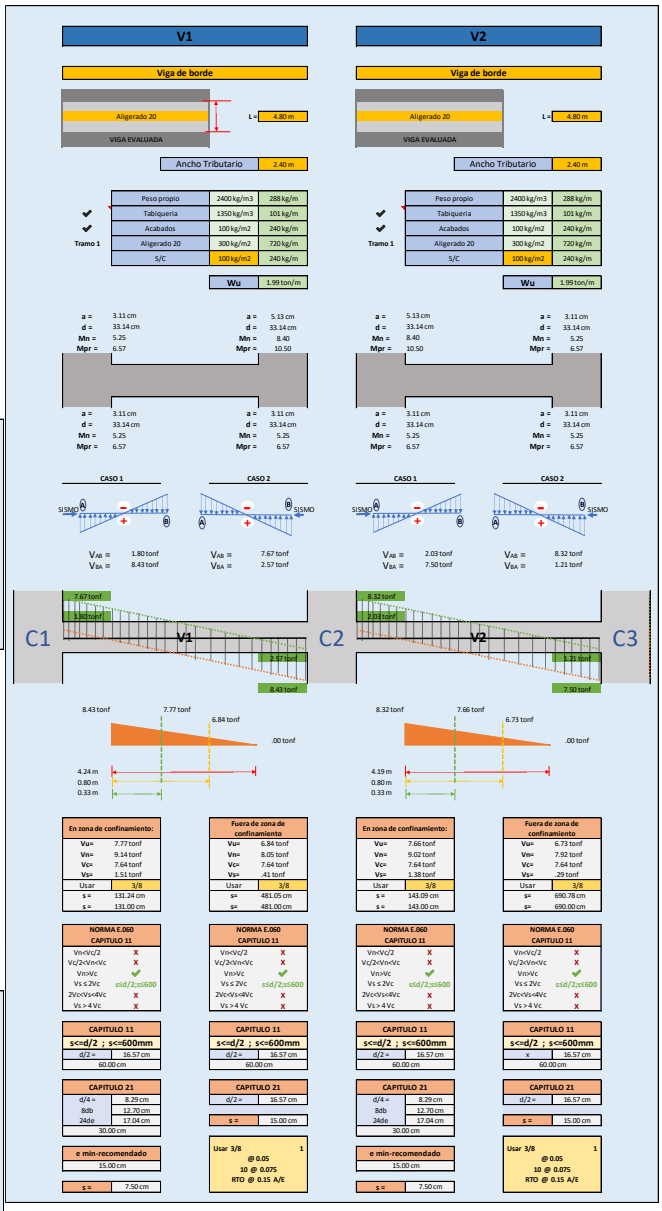
CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

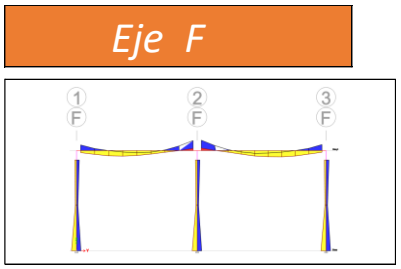
Area de acero finales

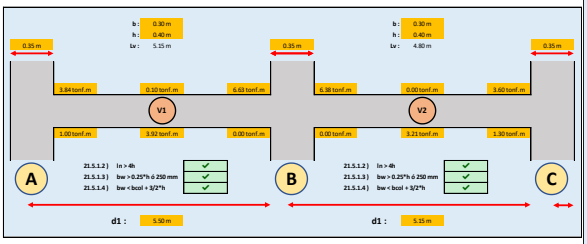


Diseño por cortante



Tramos :	2
f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
miento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

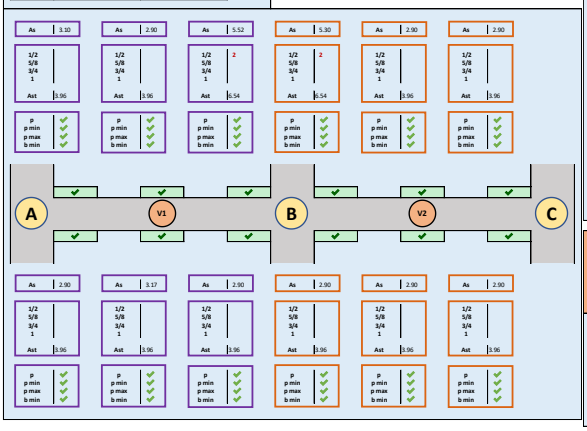




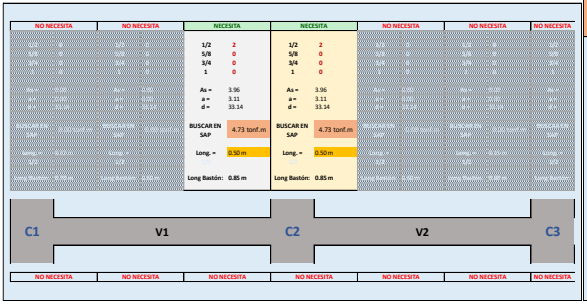
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	3.84	3.84	0.34	2.43	3.10	0.0026	0.0024	0.0163	0.0026	3.10
	Izq. Inf.	1.00	1.92	0.34	1.19	1.52	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.10	1.66	0.34	1.03	1.31	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	3.92	3.92	0.34	2.49	3.17	0.0026	0.0024	0.0163	0.0026	3.17
	Der. Sup.	6.63	6.63	0.34	4.33	5.52	0.0046	0.0024	0.0163	0.0046	5.52
	Der. Inf.	0.00	3.32	0.34	2.09	2.67	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
V2	Izq. Sup.	6.38	6.38	0.34	4.16	5.30	0.0044	0.0024	0.0163	0.0044	5.30
	Izq. Inf.	0.00	3.19	0.34	2.01	2.56	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.60	0.34	0.99	1.26	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	3.21	3.21	0.34	2.02	2.58	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	3.60	3.60	0.34	2.28	2.90	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Inf.	1.30	1.80	0.34	1.12	1.43	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Longitud de bastones



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

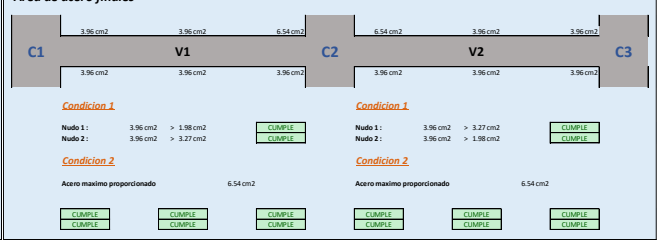
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 5/8	3.96 cm2		
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2		CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2		CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 5/8	3.96 cm2		
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2		CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2		CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

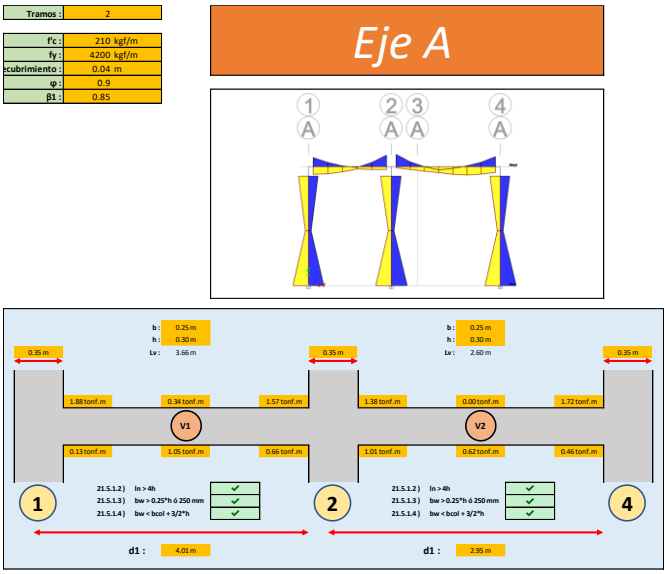
Area de acero finales



Fuente: Elaboración propia.

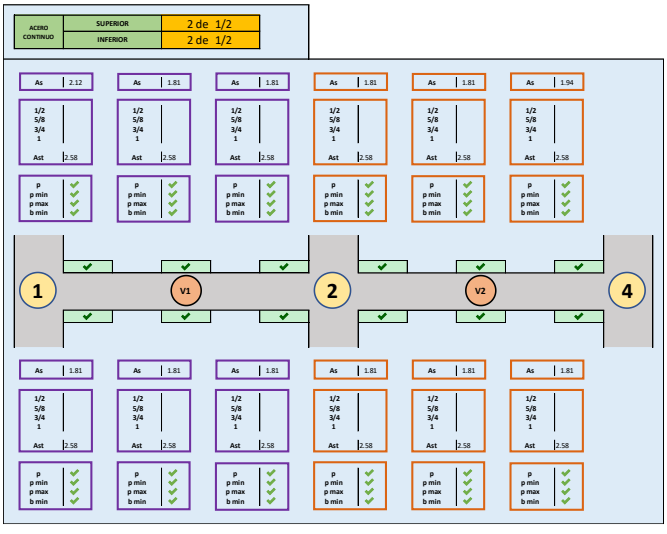
4.3.2 Diseño de vigas del bloque B

Tabla 73: Diseño de vigas del Bloque B

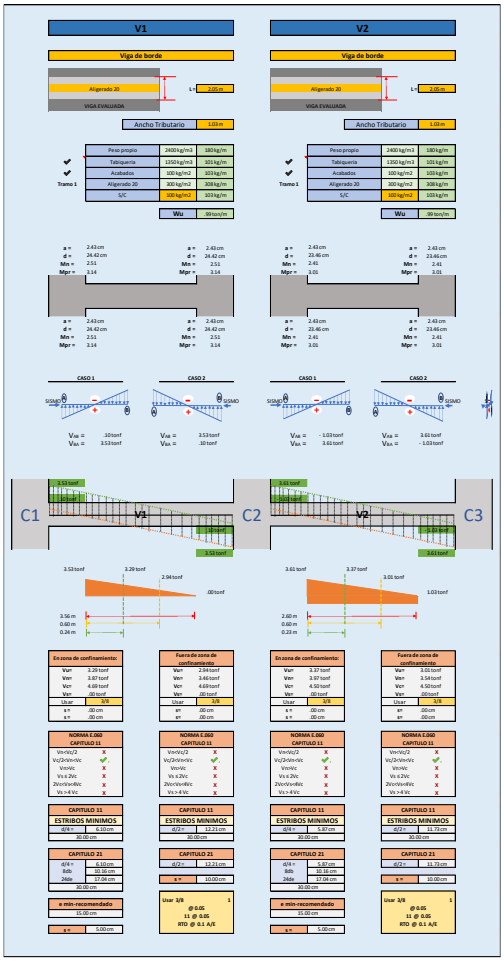


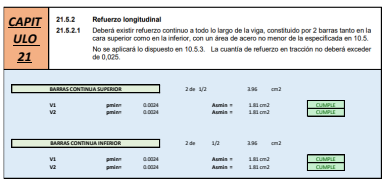
Diseño por flexión

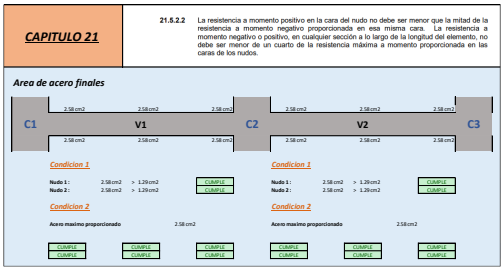
Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.88	1.88	0.24	2.00	2.12	0.0028	0.0024	0.0163	0.0028	2.12
	Izq. Inf.	0.13	0.94	0.24	0.98	1.04	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.34	0.47	0.24	0.48	0.51	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	1.05	1.05	0.24	1.10	1.16	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.57	1.57	0.24	1.66	1.76	0.0023	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.66	0.79	0.24	0.81	0.87	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V2	Izq. Sup.	1.38	1.38	0.24	1.45	1.54	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	1.01	1.01	0.24	1.05	1.12	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.43	0.24	0.44	0.47	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.62	0.62	0.24	0.64	0.68	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.72	1.72	0.24	1.82	1.94	0.0026	0.0024	0.0163	0.0026	1.94
	Der. Inf.	0.46	0.86	0.24	0.89	0.95	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	1.81



Diseño por cortante

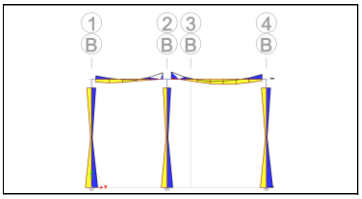


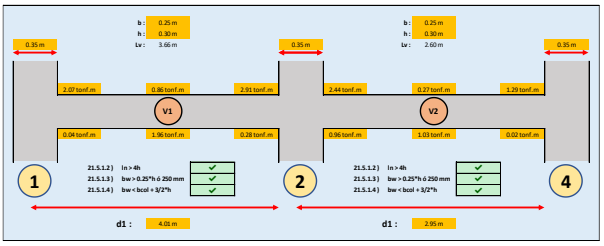




Eje B

Tramos :	2
f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
ecubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

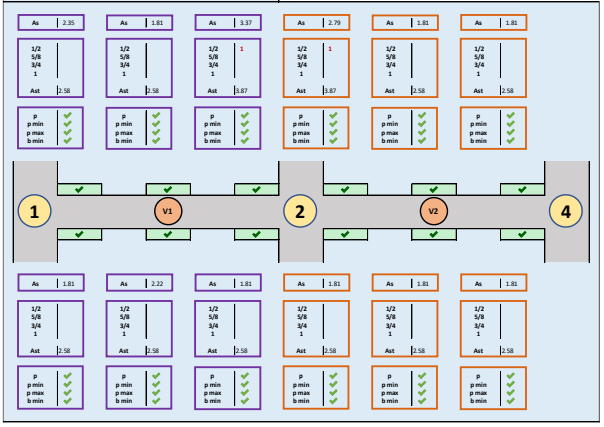




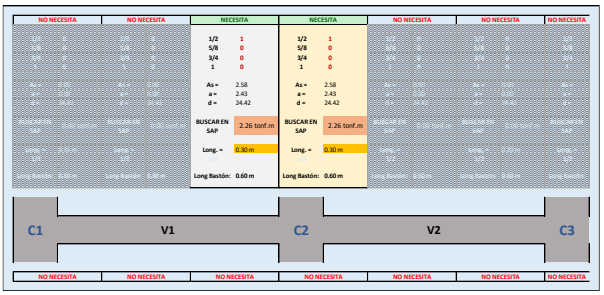
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	2.07	2.07	0.24	2.21	2.35	0.0031	0.0024	0.0163	0.0031	2.35
	Izq. Inf.	0.04	1.04	0.24	1.08	1.15	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.86	0.86	0.24	0.89	0.95	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	1.96	1.96	0.24	2.09	2.22	0.0030	0.0024	0.0163	0.0030	2.22
	Der. Sup.	2.91	2.91	0.24	3.17	3.37	0.0045	0.0024	0.0163	0.0045	3.37
	Der. Inf.	0.28	1.46	0.24	1.53	1.63	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V2	Izq. Sup.	2.44	2.44	0.24	2.63	2.79	0.0037	0.0024	0.0163	0.0037	2.79
	Izq. Inf.	0.96	1.22	0.24	1.28	1.36	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.27	0.61	0.24	0.63	0.67	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	1.03	1.03	0.24	1.07	1.14	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.29	1.29	0.24	1.35	1.44	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.02	0.65	0.24	0.67	0.71	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	1.81

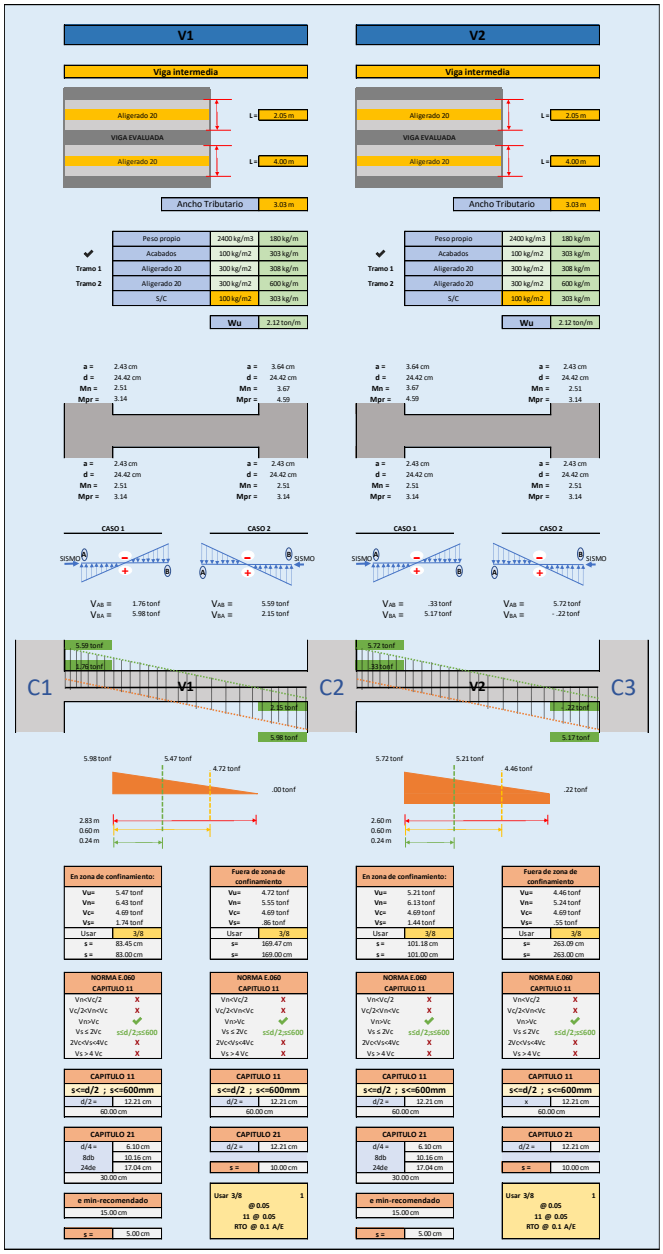
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

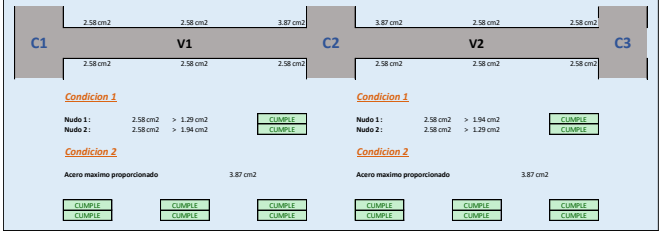
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0.025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

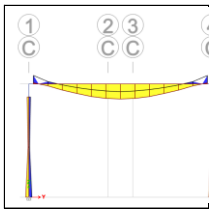
Area de acero finales

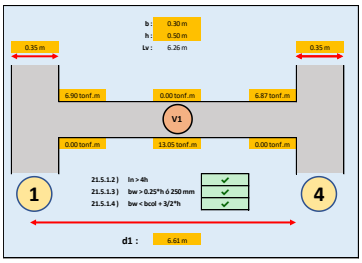


Tramos :	1

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
imiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje C



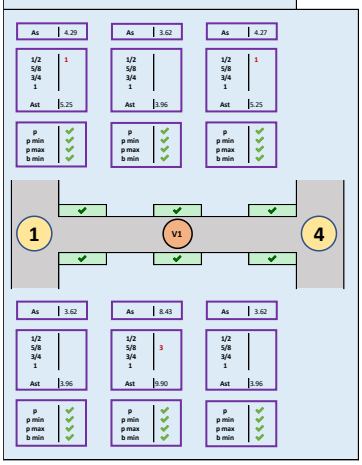


Diseño por flexión

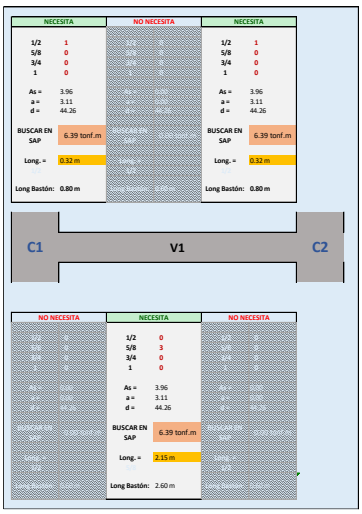
Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a
V1	Izq. Sup.	6.90	6.90	0.44	3.36
	Izq. Inf.	0.00	3.45	0.44	1.65
	Cnt. Sup.	0.00	1.73	0.44	0.82
	Cnt. Inf.	13.05	13.05	0.44	6.61
	Der. Sup.	6.87	6.87	0.44	3.35
	Der. Inf.	0.00	3.44	0.44	1.64

Viga	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	4.29	0.0029	0.0024	0.0163	0.0029	4.29
	2.10	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	3.62
	1.04	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	3.62
	8.43	0.0056	0.0024	0.0163	0.0056	8.43
	4.27	0.0028	0.0024	0.0163	0.0028	4.27
	2.09	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	3.62

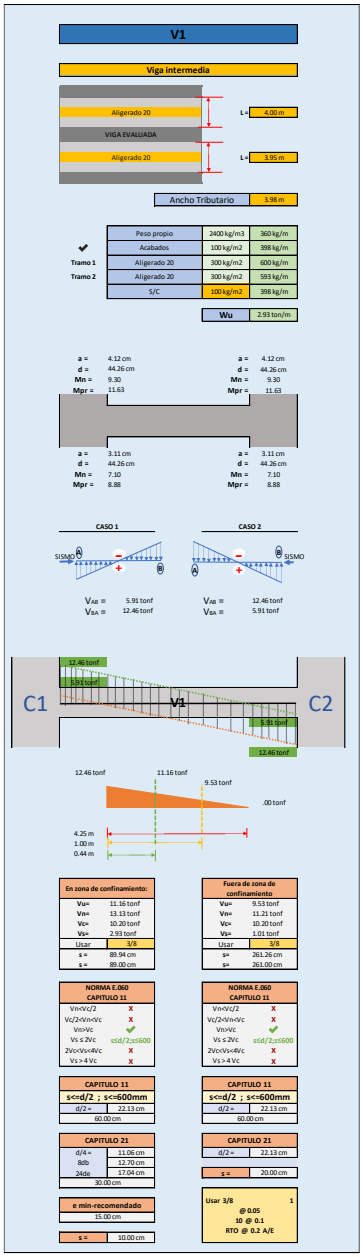
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante

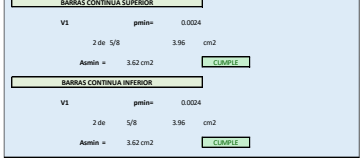


CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

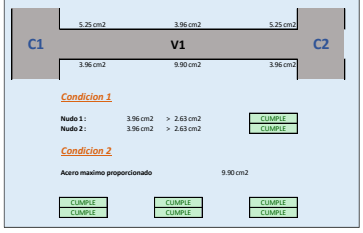
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0.025.



CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

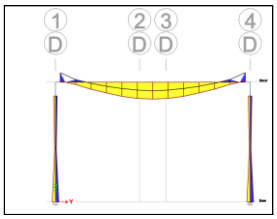
Area de acero finales

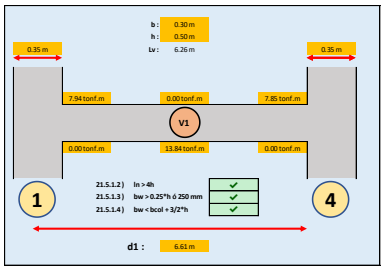


Tramos :	1

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
imiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje D

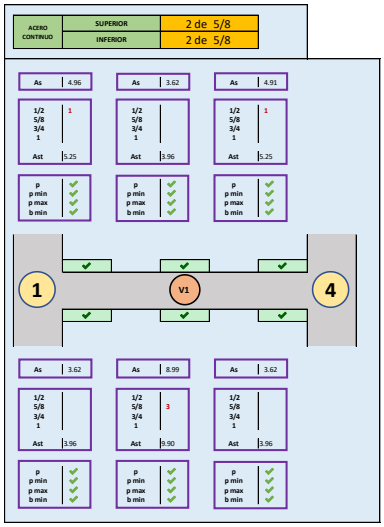




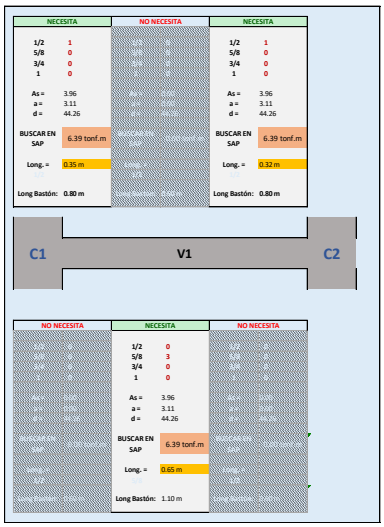
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	7.94	7.94	0.44	3.89	4.96	0.0033	0.0024	0.0163	0.0033	4.96
	Izq. Inf.	0.00	3.97	0.44	1.90	2.43	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	3.62
	Cnt. Sup.	0.00	1.99	0.44	0.94	1.20	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	3.62
	Cnt. Inf.	13.84	13.84	0.44	7.05	8.99	0.0060	0.0024	0.0163	0.0060	8.99
	Der. Sup.	7.85	7.85	0.44	3.85	4.91	0.0033	0.0024	0.0163	0.0033	4.91
	Der. Inf.	0.00	3.93	0.44	1.88	2.40	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	3.62

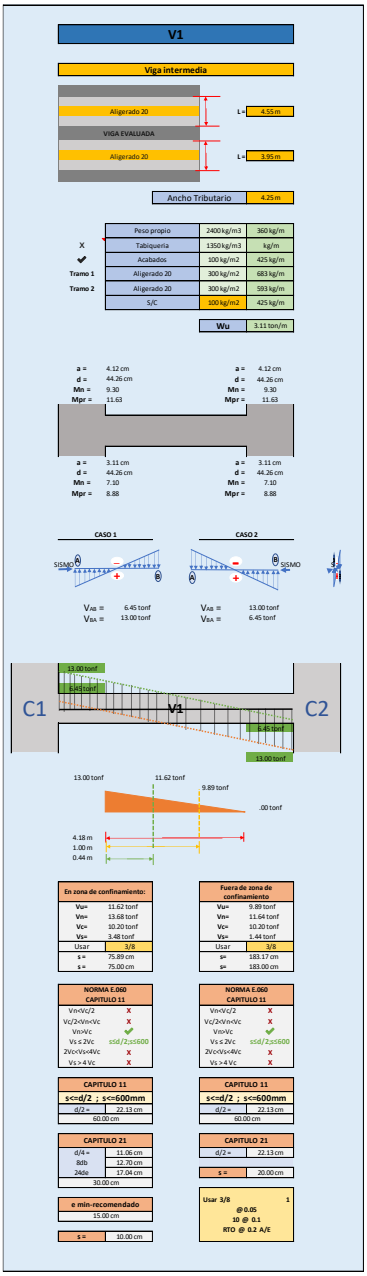
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

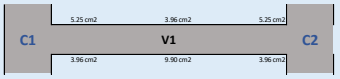
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0.025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR		2 de 5/8	3.96 cm2		
V1	pmin= 0.0024		Asmin = 3.62 cm2	CUMPLE	
BARRAS CONTINUA INFERIOR		2 de 5/8	3.96 cm2		
V1	pmin= 0.0024		Asmin = 3.62 cm2	CUMPLE	

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

Area de acero finales



Condicion 1

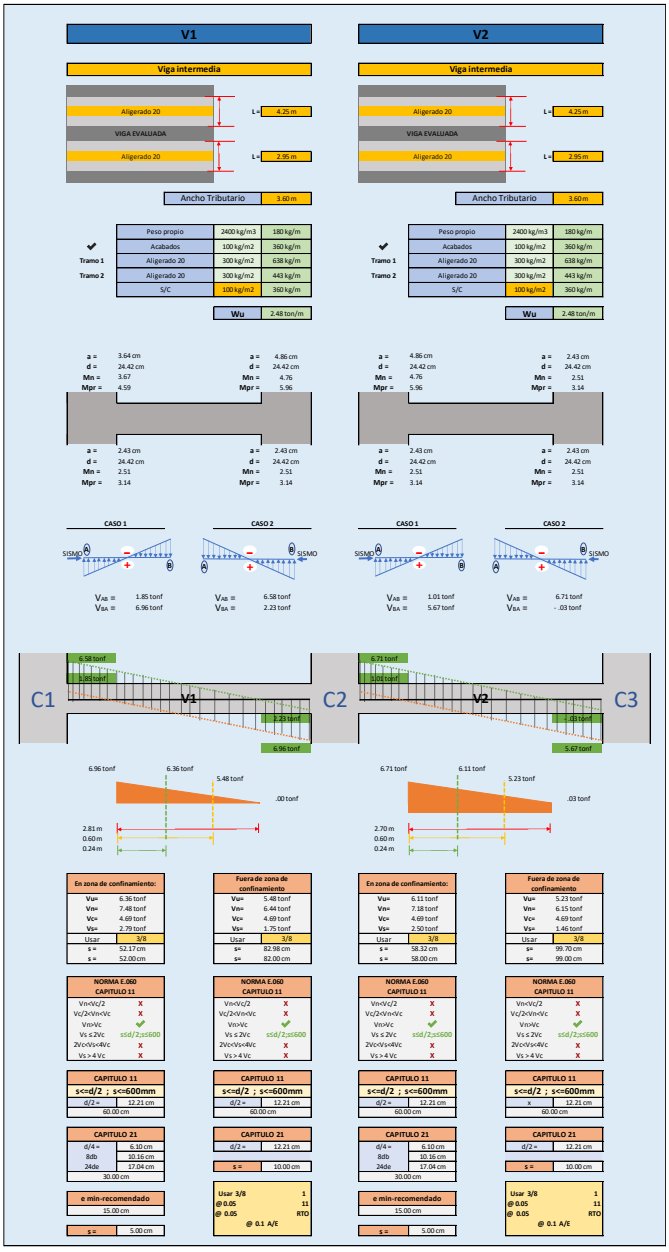
Nudo 1 :	3.96 cm2	> 2.63 cm2	CUMPLE
Nudo 2 :	3.96 cm2	> 2.63 cm2	CUMPLE

Condicion 2

Acero maximo proporcionado 9.90 cm2

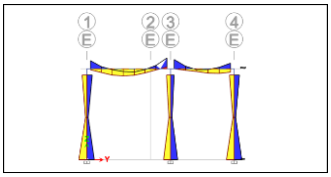
CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

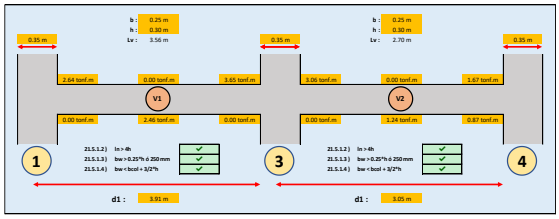
Diseño por cortante



Tramos :	2
f'c :	210 kg/f'm
fy :	4200 kg/f'm
Recubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje E

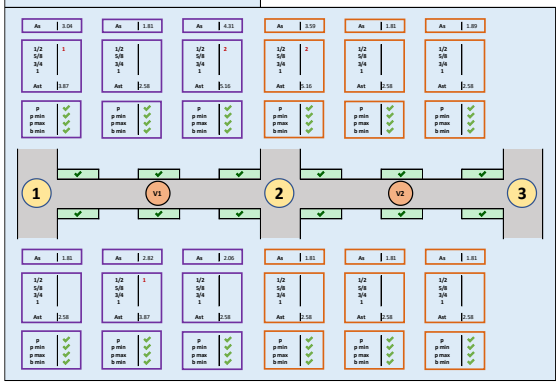




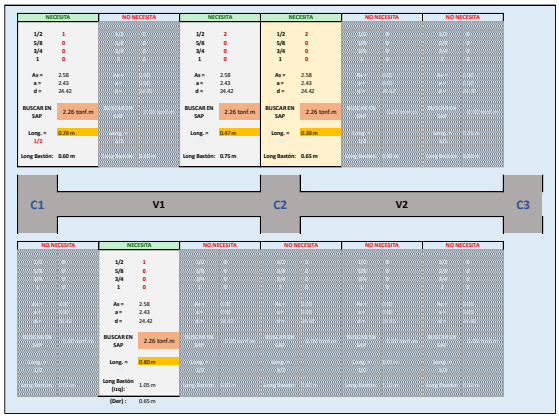
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	2.64	2.64	0.24	2.86	3.04	0.0041	0.0024	0.0163	0.0041	3.04
	Izq. Inf.	0.00	1.32	0.24	1.39	1.47	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.91	0.24	0.95	1.01	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	2.46	2.46	0.24	2.65	2.82	0.0038	0.0024	0.0163	0.0038	2.82
	Der. Sup.	3.65	3.65	0.24	4.06	4.31	0.0058	0.0024	0.0163	0.0058	4.31
	Der. Inf.	0.00	1.83	0.24	1.94	2.06	0.0027	0.0024	0.0163	0.0027	2.06
V2	Izq. Sup.	3.06	3.06	0.24	3.38	3.59	0.0048	0.0024	0.0163	0.0048	3.59
	Izq. Inf.	0.00	1.53	0.24	1.63	1.73	0.0023	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.77	0.24	0.80	0.85	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	1.24	1.24	0.24	1.31	1.39	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.67	1.67	0.24	1.78	1.89	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	1.89
	Der. Inf.	0.87	0.87	0.24	0.91	0.97	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	1.81

ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Longitud de bastones



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

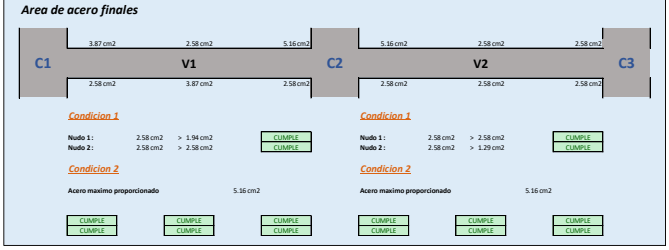
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

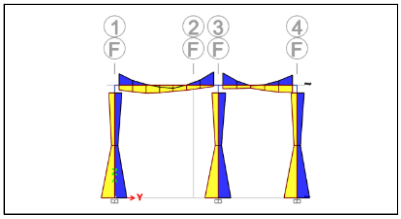
Area de acero finales

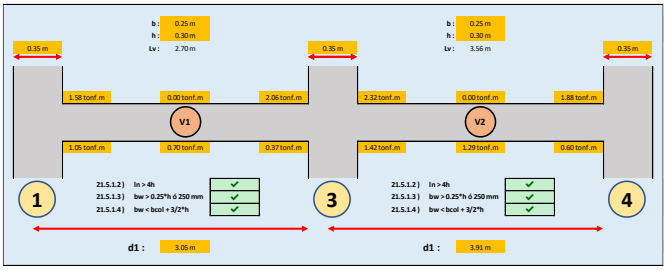


Tramos :	2

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
Recubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje F

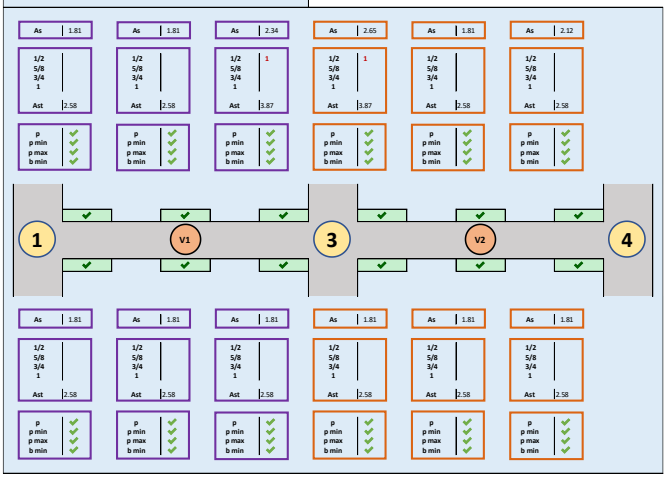




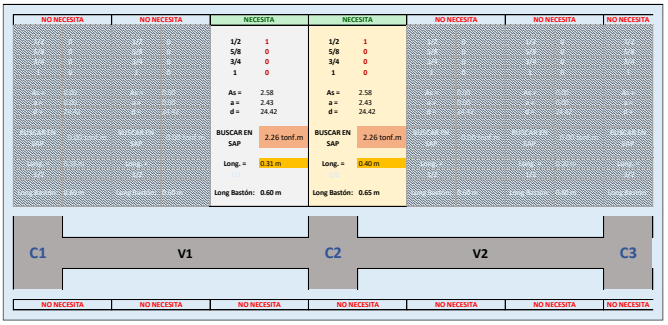
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.58	1.58	0.24	1.67	1.77	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	1.05	1.05	0.24	1.10	1.16	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.52	0.24	0.53	0.56	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.70	0.70	0.24	0.72	0.77	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	2.06	2.06	0.24	2.20	2.34	0.0031	0.0024	0.0163	0.0031	2.34
	Der. Inf.	0.37	1.03	0.24	1.07	1.14	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V2	Izq. Sup.	2.32	2.32	0.24	2.49	2.65	0.0035	0.0024	0.0163	0.0035	2.65
	Izq. Inf.	1.42	1.42	0.24	1.49	1.59	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.58	0.24	0.60	0.64	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	1.29	1.29	0.24	1.35	1.44	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.88	1.88	0.24	2.00	2.12	0.0028	0.0024	0.0163	0.0028	2.12
	Der. Inf.	0.60	0.94	0.24	0.98	1.04	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	1.81

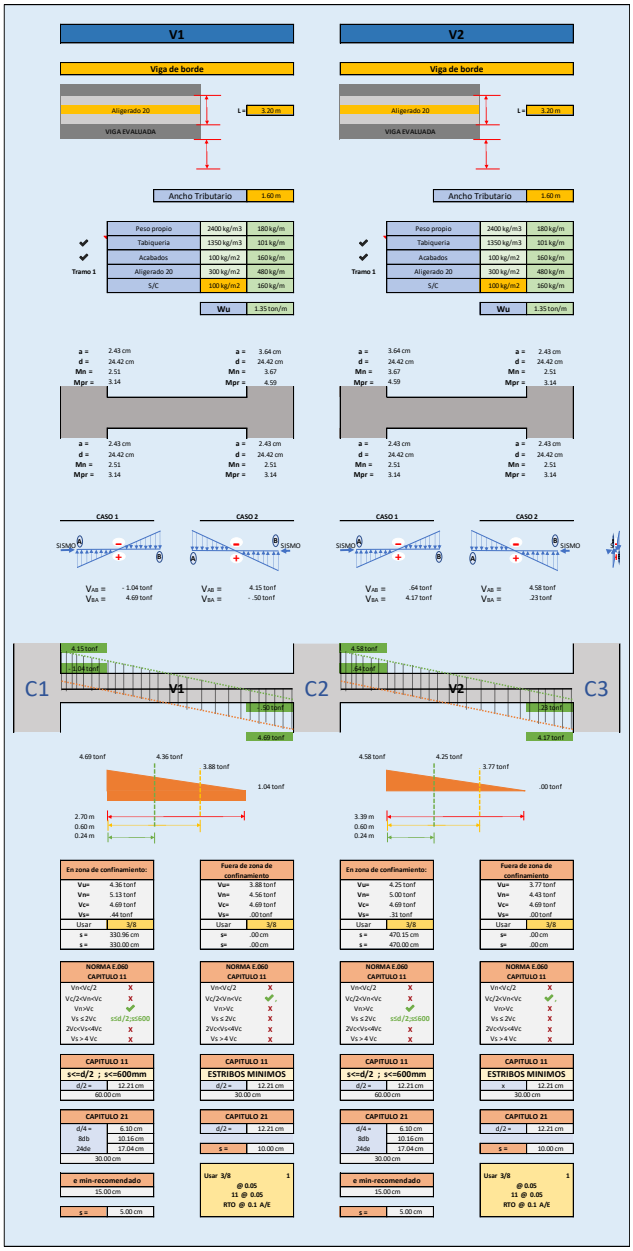
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 **Refuerzo longitudinal**

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

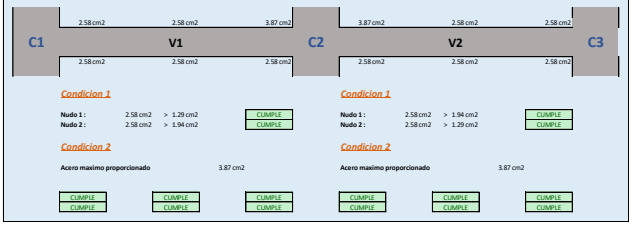
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2			
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2			
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

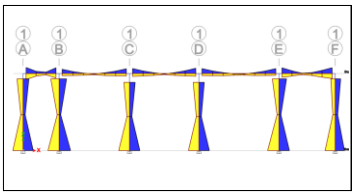
Area de acero finales

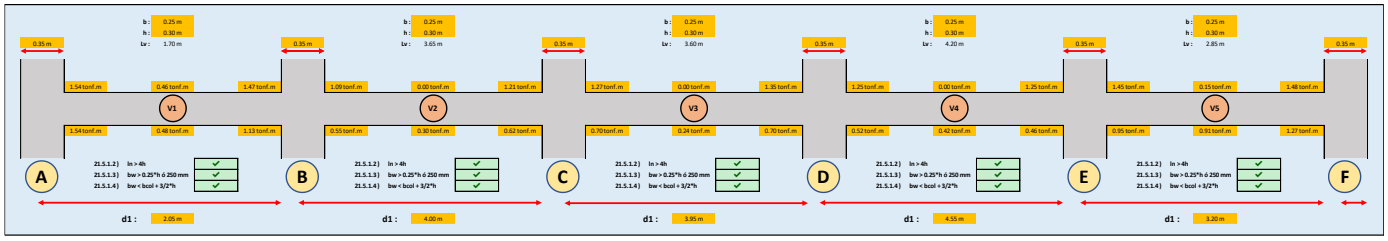


Tramos :	5

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
Recubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje 1

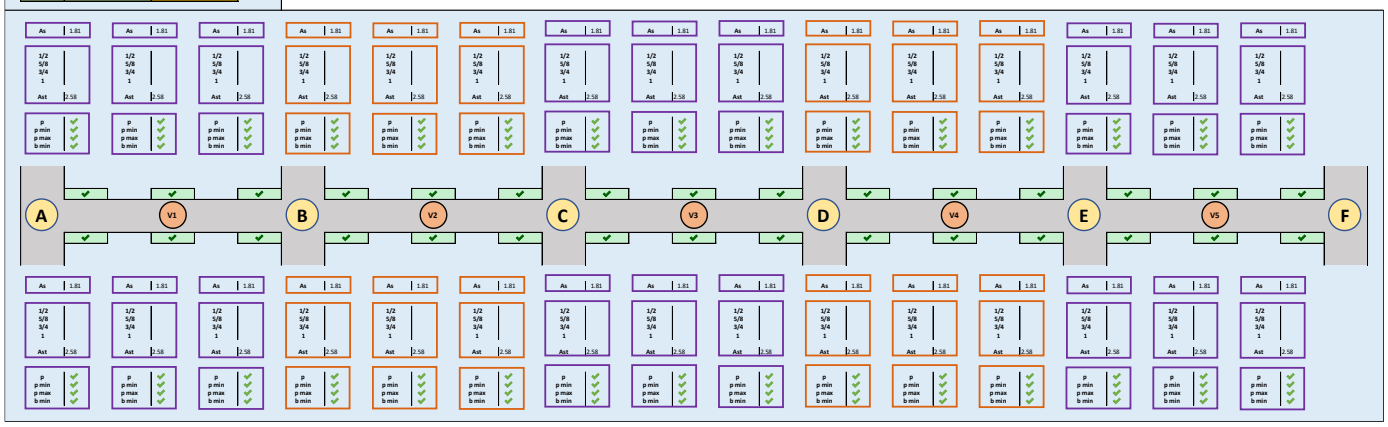




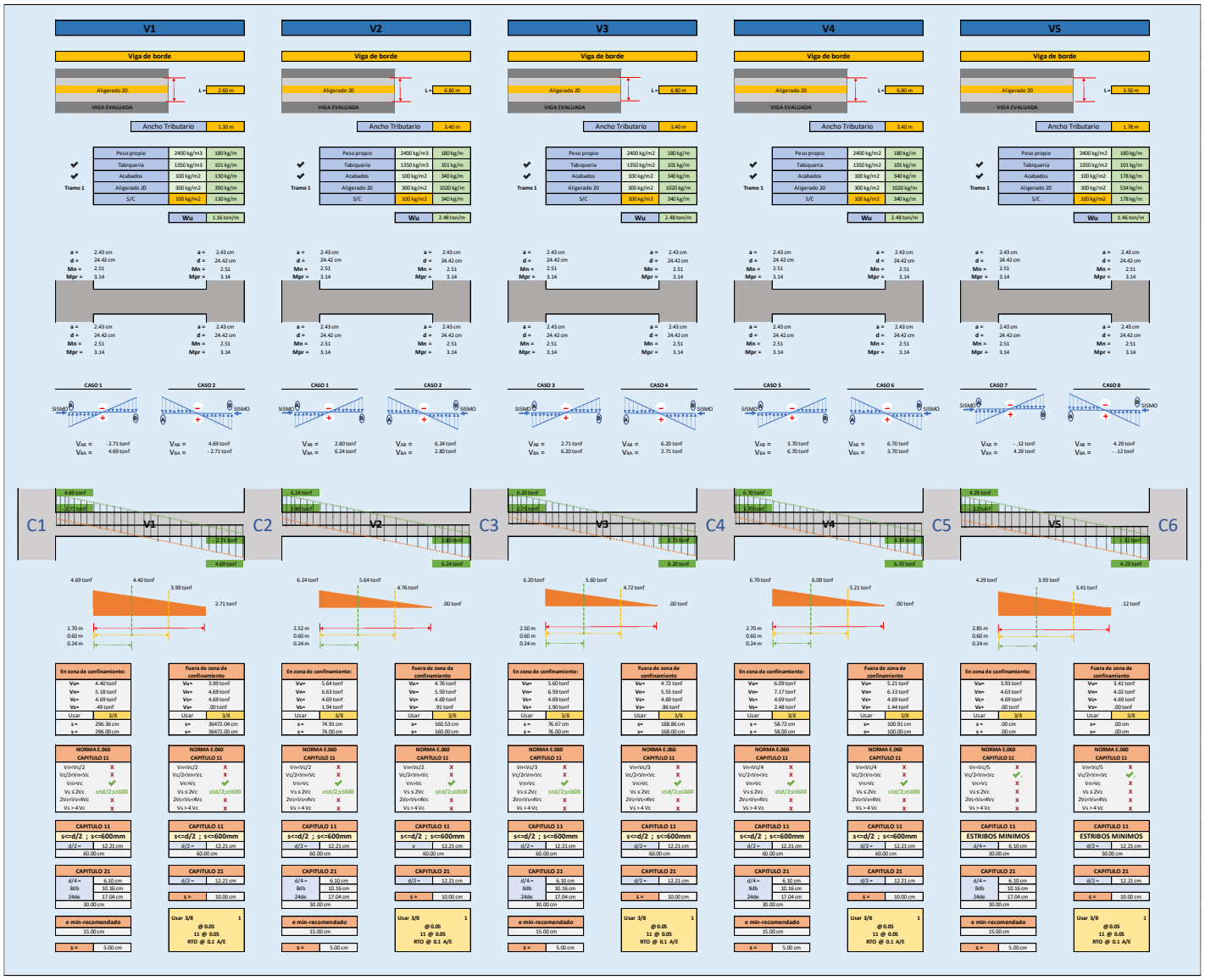
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.54	1.54	0.24	1.62	1.73	0.0023	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	1.54	1.54	0.24	1.62	1.73	0.0023	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.46	0.46	0.24	0.47	0.50	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.48	0.48	0.24	0.49	0.53	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.47	1.47	0.24	1.55	1.64	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	1.13	1.13	0.24	1.18	1.25	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V2	Izq. Sup.	1.09	1.09	0.24	1.14	1.21	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.55	0.55	0.24	0.57	0.60	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.30	0.24	0.31	0.33	0.0004	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.30	0.30	0.24	0.31	0.33	0.0004	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.21	1.21	0.24	1.27	1.35	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.62	0.62	0.24	0.64	0.68	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V3	Izq. Sup.	1.27	1.27	0.24	1.33	1.41	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.70	0.70	0.24	0.72	0.77	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.34	0.24	0.35	0.37	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.24	0.34	0.24	0.35	0.37	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.35	1.35	0.24	1.42	1.51	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.70	0.70	0.24	0.72	0.77	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V4	Izq. Sup.	1.25	1.25	0.24	1.31	1.39	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.52	0.63	0.24	0.65	0.69	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.31	0.24	0.32	0.34	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.42	0.42	0.24	0.43	0.46	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.25	1.25	0.24	1.31	1.39	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.46	0.63	0.24	0.65	0.69	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V5	Izq. Sup.	1.45	1.45	0.24	1.53	1.62	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.95	0.95	0.24	0.99	1.05	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.15	0.37	0.24	0.38	0.40	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.91	0.91	0.24	0.95	1.01	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.48	1.48	0.24	1.56	1.66	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	1.27	1.27	0.24	1.33	1.41	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81

ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0.025.

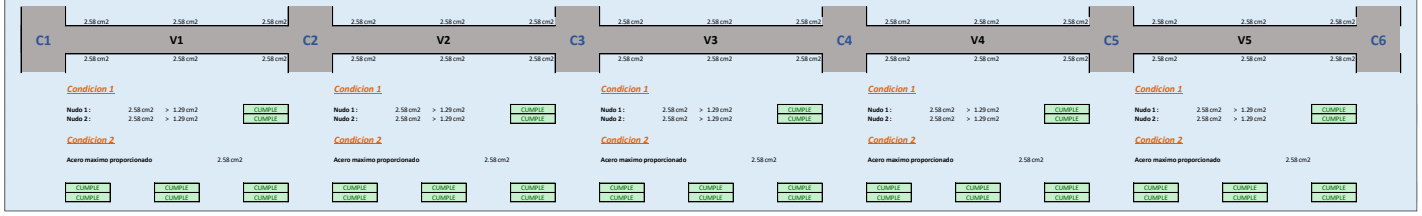
BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V5	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE

BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V5	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

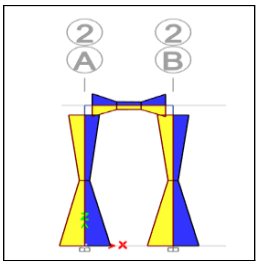
Area de acero finales

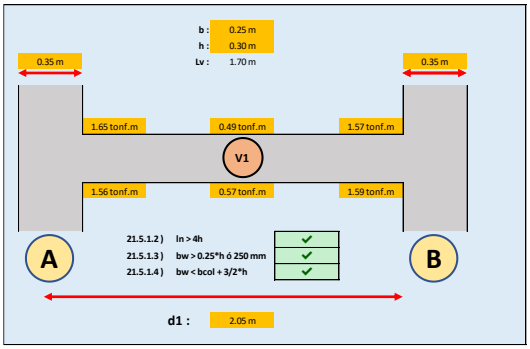


Tramos :	1

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
ecubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje 2

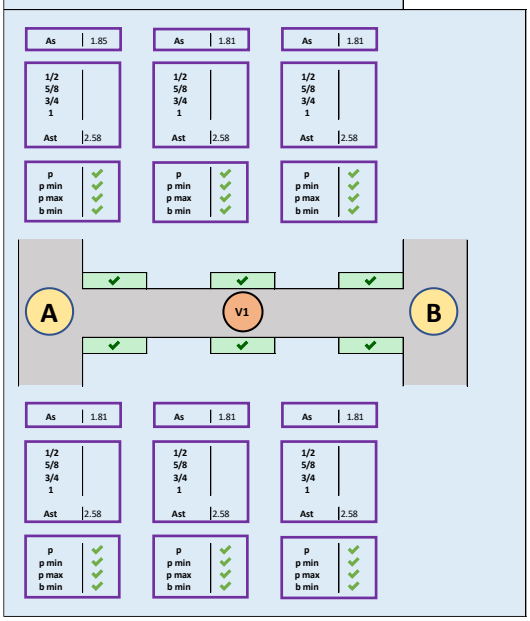




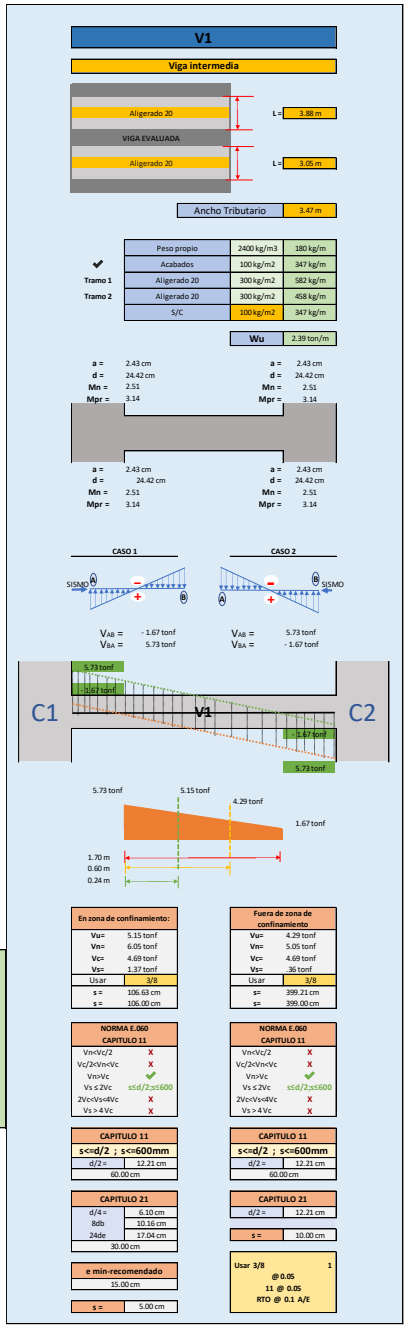
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.65	1.65	0.24	1.75	1.85	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	1.85
	Izq. Inf.	1.56	1.56	0.24	1.65	1.75	0.0023	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.49	0.49	0.24	0.50	0.54	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.57	0.57	0.24	0.59	0.63	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.57	1.57	0.24	1.66	1.76	0.0023	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	1.59	1.59	0.24	1.68	1.78	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	1.81

ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

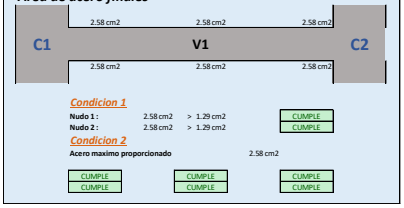
21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR		2 de 1/2	3.96 cm2		
V1	pmin= 0.0024		Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE	
BARRAS CONTINUA INFERIOR		2 de 1/2	3.96 cm2		
V1	pmin= 0.0024		Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE	

CAPITULO 21

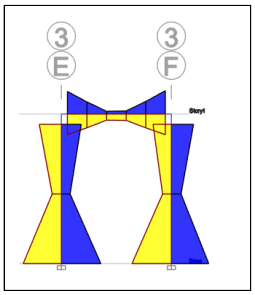
21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

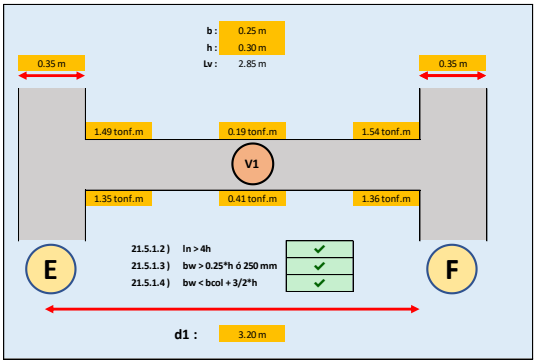


Tramos :	1

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
rimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje 3

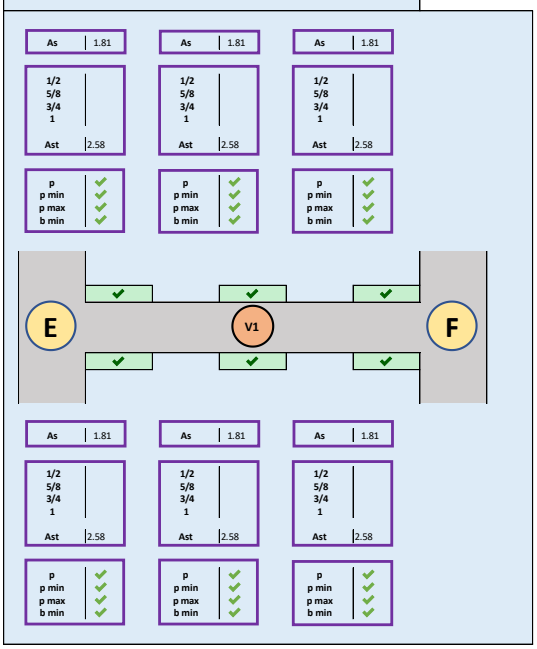




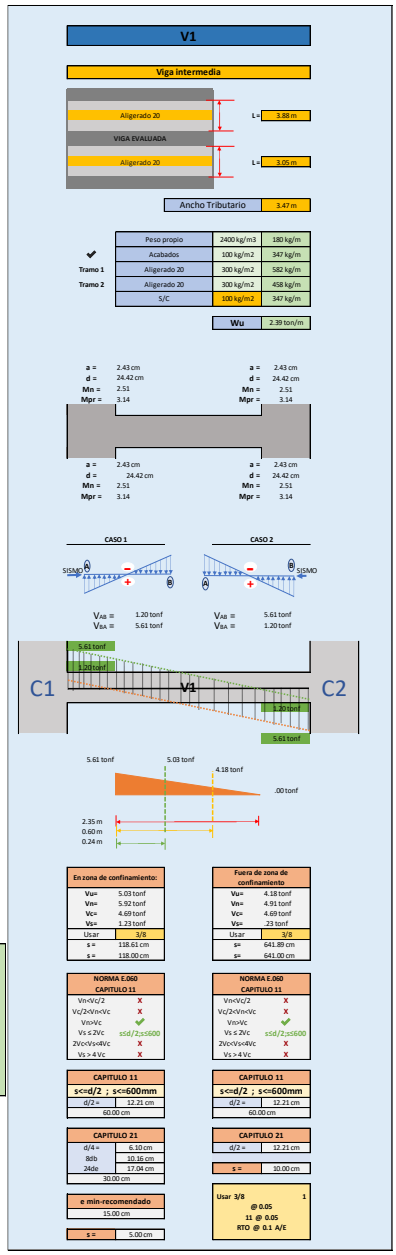
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	ma	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.49	1.49	0.24	1.57	1.67	0.0022	0.0024	##	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	1.35	1.35	0.24	1.42	1.51	0.0020	0.0024	##	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.19	0.39	0.24	0.40	0.42	0.0006	0.0024	##	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.41	0.41	0.24	0.42	0.45	0.0006	0.0024	##	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.54	1.54	0.24	1.62	1.73	0.0023	0.0024	##	0.0024	1.81
	Der. Inf.	1.36	1.36	0.24	1.43	1.52	0.0020	0.0024	##	0.0024	1.81

ACERO CONTINUO	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

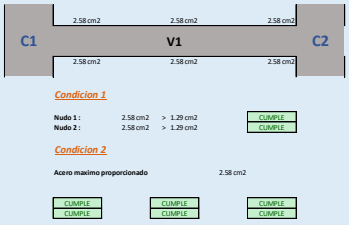
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR		2 de 1/2	3.96	cm2	
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR		2 de	1/2	3.96	cm2
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

Area de acero finales



Condicion 1

Nudo 1 :	2.58 cm2	> 1.29 cm2	CUMPLE
Nudo 2 :	2.58 cm2	> 1.29 cm2	CUMPLE

Condicion 2

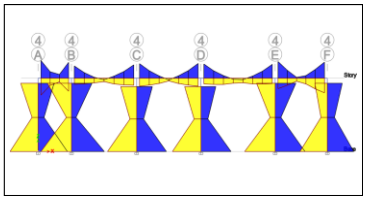
Acero maximo proporcionado 2.58 cm2

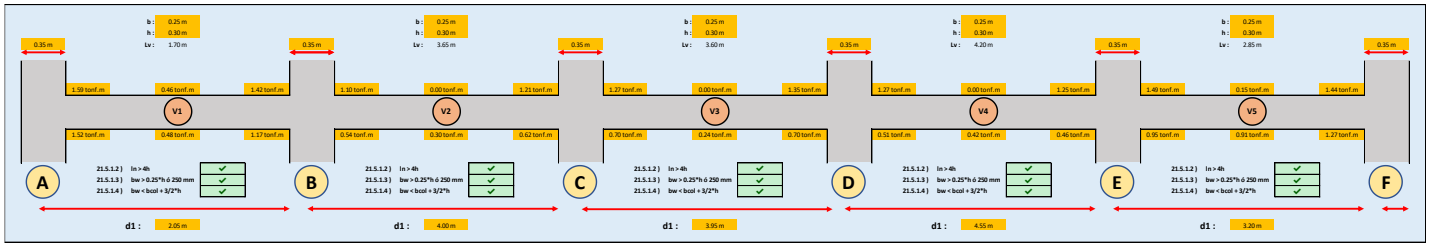
CUMPLE CUMPLE CUMPLE CUMPLE CUMPLE CUMPLE

Tramos :	5

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
Recubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje 4

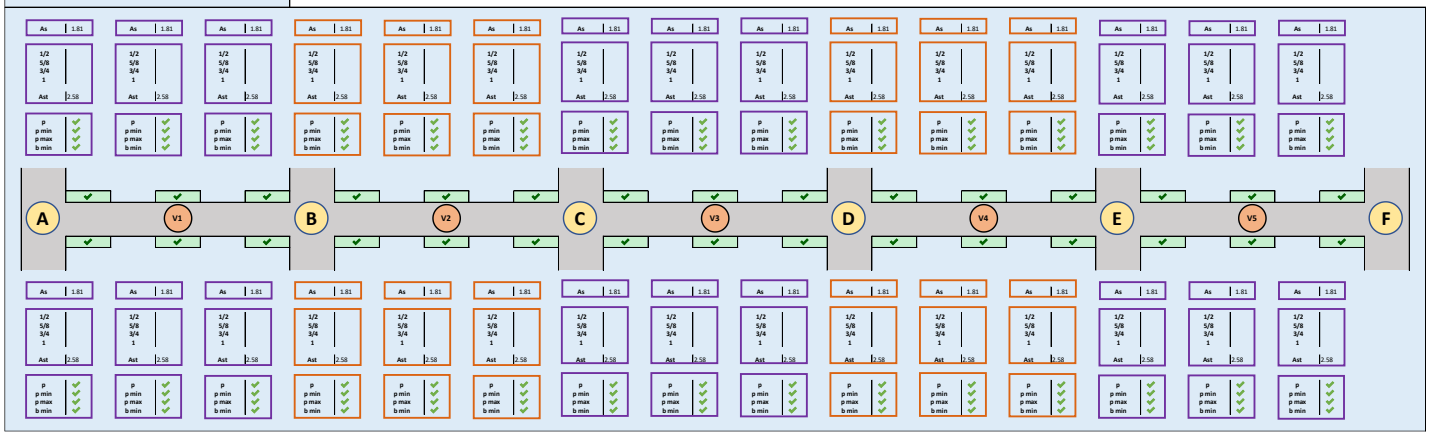




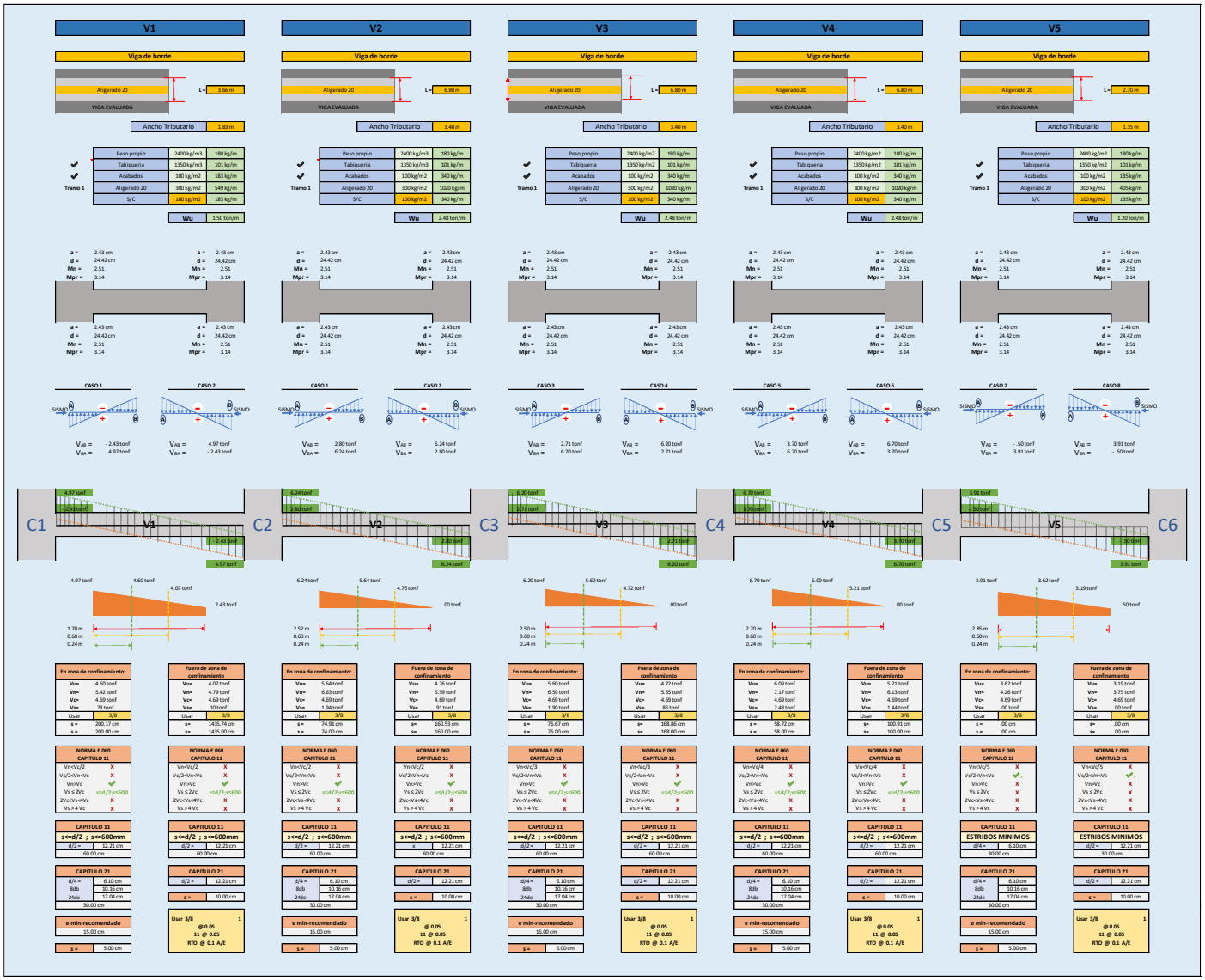
Diseño por flexión

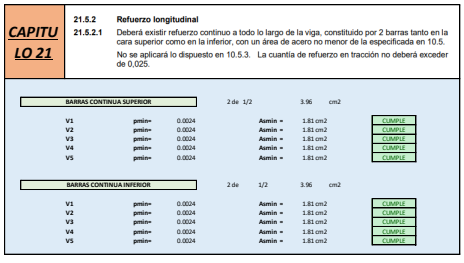
Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.59	1.59	0.24	1.68	1.78	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	1.52	1.52	0.24	1.60	1.70	0.0023	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.46	0.46	0.24	0.47	0.50	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.48	0.48	0.24	0.49	0.53	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.42	1.42	0.24	1.49	1.59	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	1.17	1.17	0.24	1.22	1.30	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V2	Izq. Sup.	1.10	1.10	0.24	1.15	1.22	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.54	0.55	0.24	0.57	0.60	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.30	0.24	0.31	0.33	0.0004	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.30	0.30	0.24	0.31	0.33	0.0004	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.21	1.21	0.24	1.27	1.35	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.62	0.62	0.24	0.64	0.68	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V3	Izq. Sup.	1.27	1.27	0.24	1.33	1.41	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.70	0.70	0.24	0.72	0.77	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.34	0.24	0.35	0.37	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.24	0.34	0.24	0.35	0.37	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.35	1.35	0.24	1.42	1.51	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.70	0.70	0.24	0.72	0.77	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V4	Izq. Sup.	1.27	1.27	0.24	1.33	1.41	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.51	0.64	0.24	0.66	0.70	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.32	0.24	0.33	0.35	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.42	0.42	0.24	0.43	0.46	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.25	1.25	0.24	1.31	1.39	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.46	0.63	0.24	0.65	0.69	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V5	Izq. Sup.	1.49	1.49	0.24	1.57	1.67	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.95	0.95	0.24	0.99	1.05	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.15	0.37	0.24	0.38	0.41	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.91	0.91	0.24	0.95	1.01	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.44	1.44	0.24	1.52	1.61	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	1.27	1.27	0.24	1.33	1.41	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81

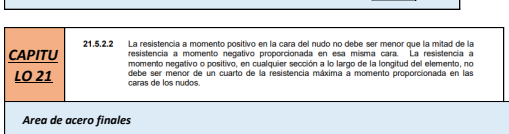
ACERO CONTINUO	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2

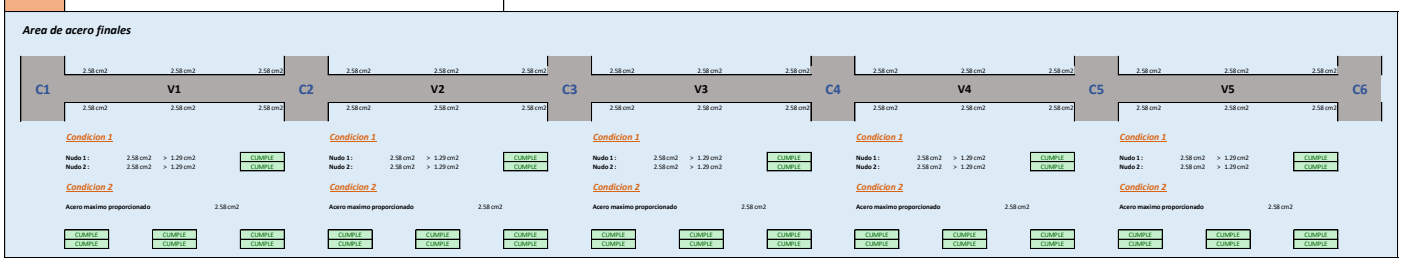


Diseño por cortante









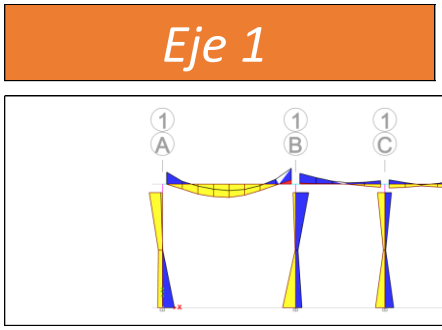
Fuente: Elaboración propia.

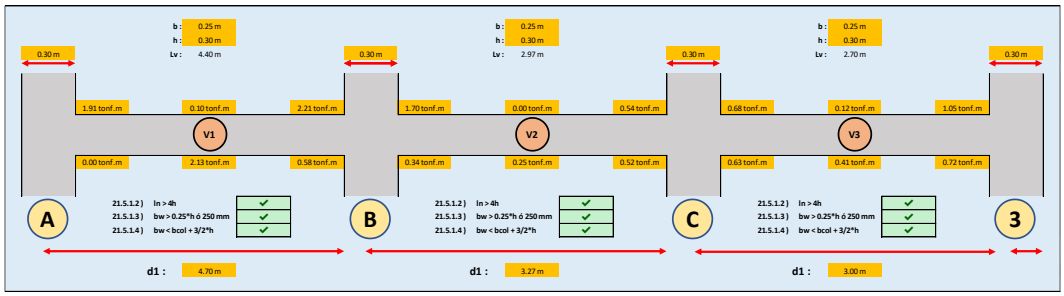
4.3.3 Diseño de vigas del bloque C

Tabla 74: Diseño de vigas del Bloque C

Tramos :	3

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
primiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

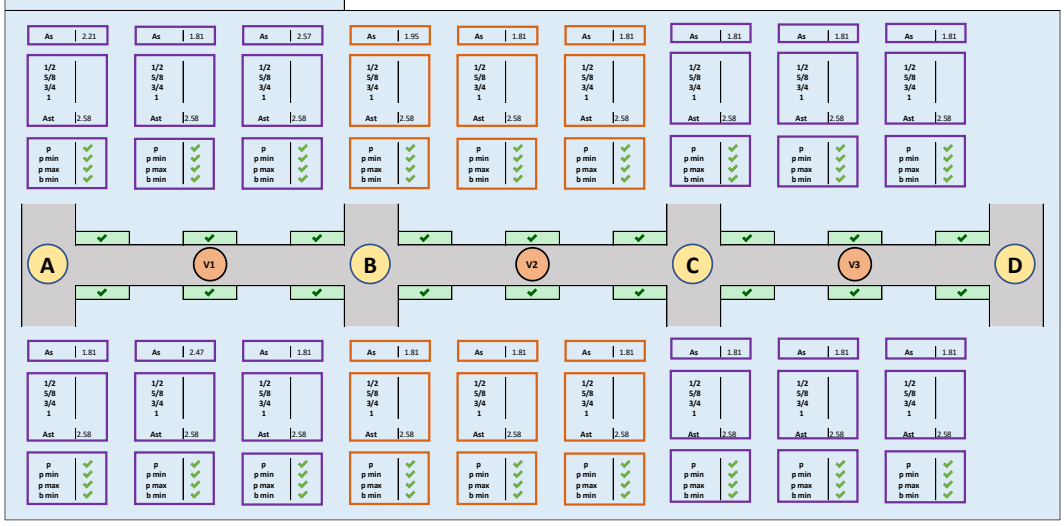




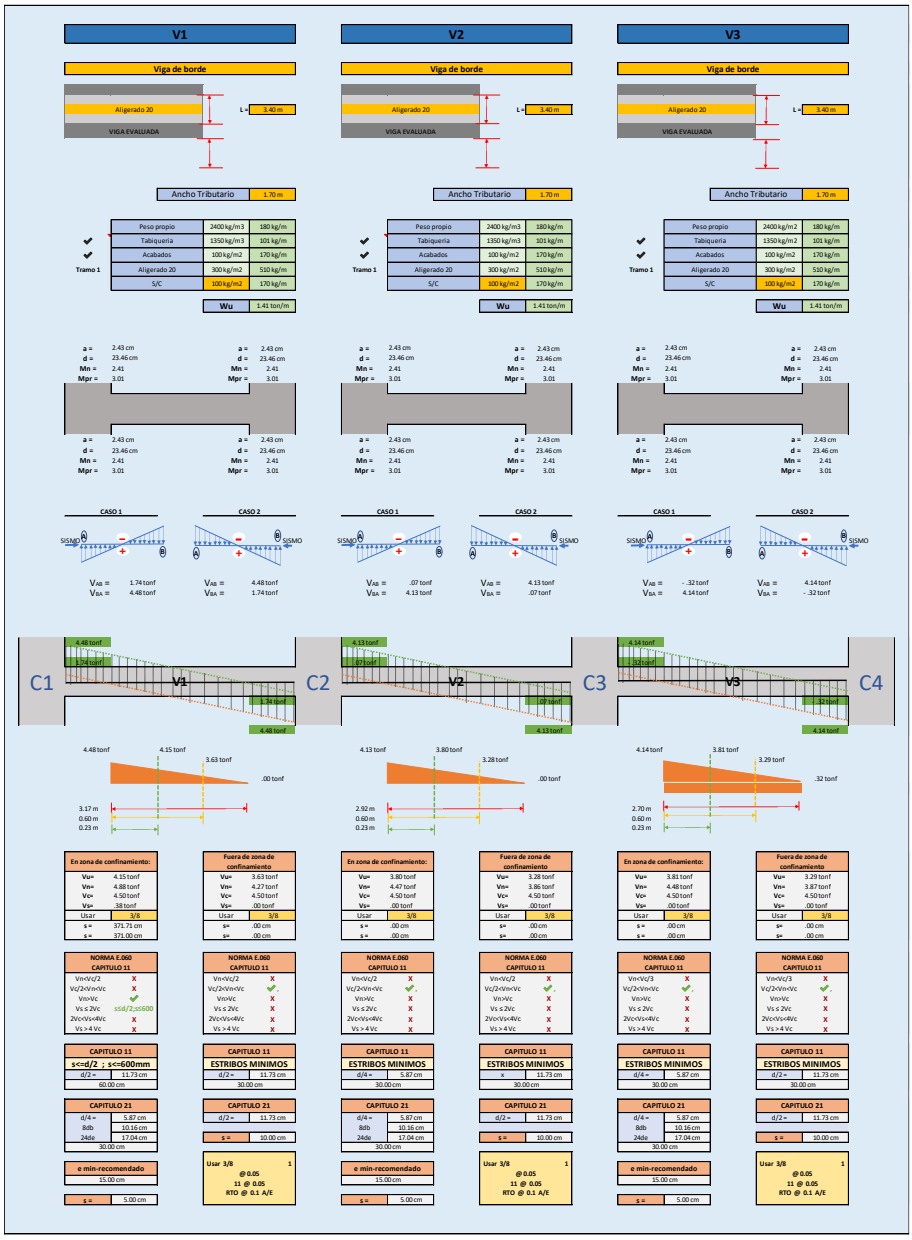
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.91	1.91	0.24	2.08	2.21	0.0029	0.0024	0.0163	0.0029	2.21
	Izq. Inf.	0.00	0.96	0.24	1.01	1.08	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.10	0.55	0.24	0.58	0.62	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	2.13	2.13	0.24	2.33	2.47	0.0033	0.0024	0.0163	0.0033	2.47
	Der. Sup.	2.21	2.21	0.24	2.42	2.57	0.0034	0.0024	0.0163	0.0034	2.57
	Der. Inf.	0.58	1.11	0.24	1.18	1.25	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V2	Izq. Sup.	1.70	1.70	0.24	1.84	1.95	0.0026	0.0024	0.0163	0.0026	1.95
	Izq. Inf.	0.34	0.85	0.24	0.90	0.96	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.43	0.24	0.45	0.47	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.25	0.43	0.24	0.45	0.47	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	0.54	0.54	0.24	0.57	0.60	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.52	0.52	0.24	0.55	0.58	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V3	Izq. Sup.	0.68	0.68	0.24	0.72	0.76	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.63	0.63	0.24	0.66	0.71	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.12	0.26	0.24	0.27	0.29	0.0004	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.41	0.41	0.24	0.43	0.46	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.05	1.05	0.24	1.12	1.19	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.72	0.72	0.24	0.76	0.81	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	1.81

ACERO CONTINUO	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

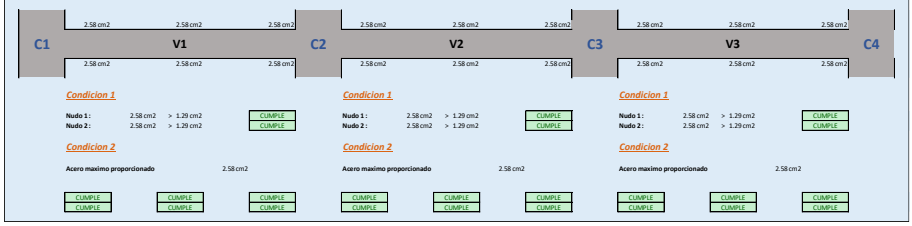
BARRAS CONTINUA SUPERIOR			2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE

BARRAS CONTINUA INFERIOR			2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

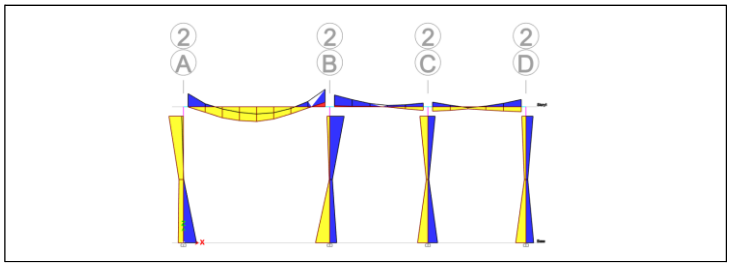
Area de acero finales

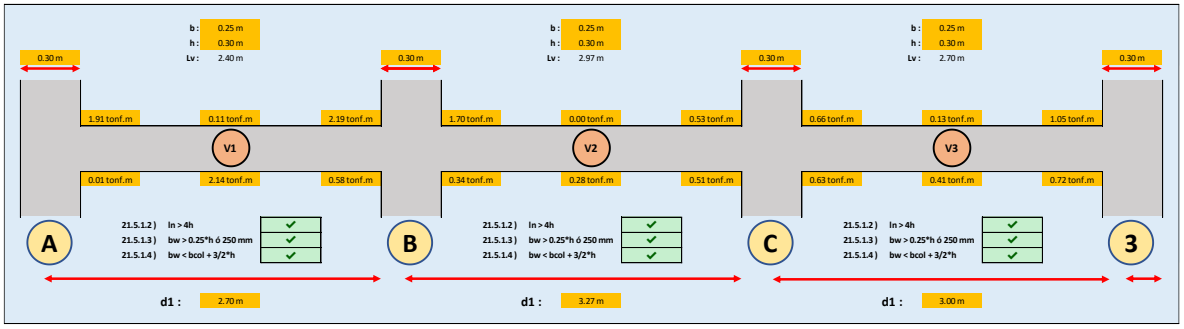


Tramos :	3

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
rimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje 2

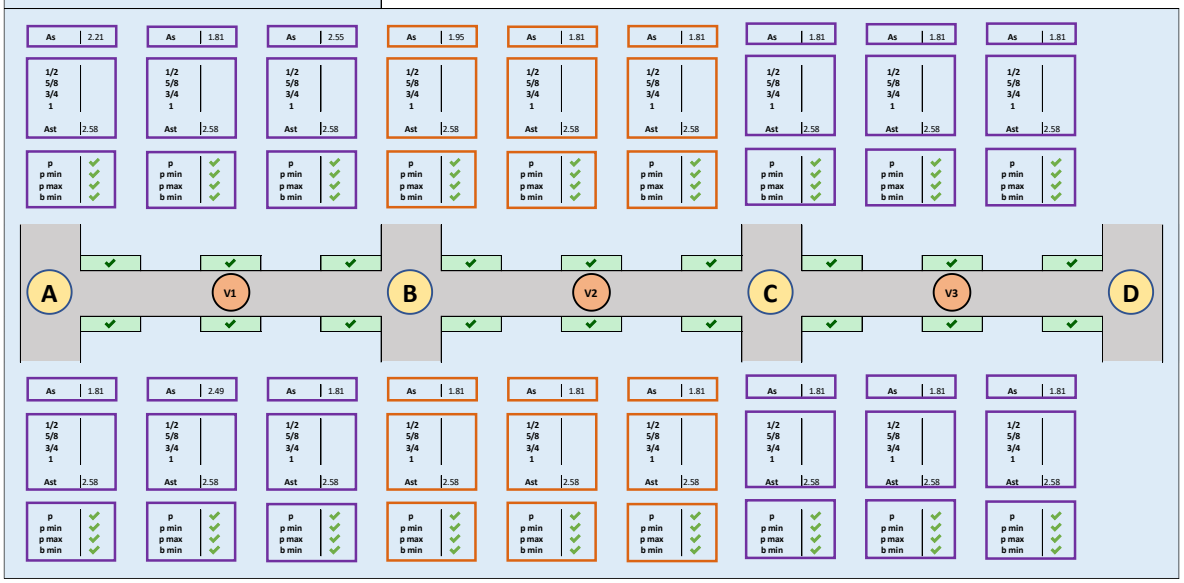




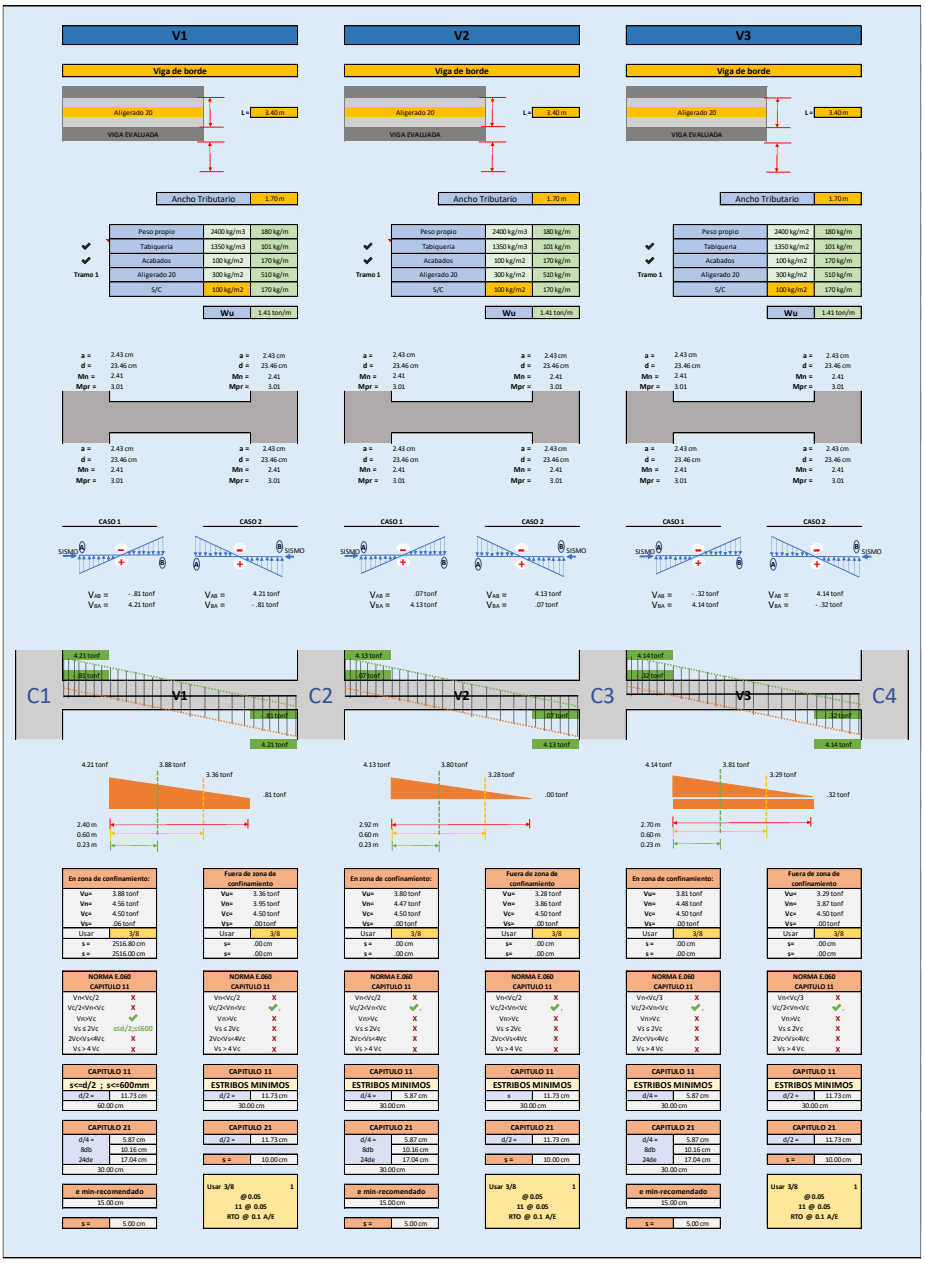
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.91	1.91	0.24	2.08	2.21	0.0029	0.0024	0.0163	0.0029	2.21
	Izq. Inf.	0.01	0.96	0.24	1.02	1.08	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.11	0.55	0.24	0.58	0.61	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	2.14	2.14	0.24	2.34	2.49	0.0033	0.0024	0.0163	0.0033	2.49
	Der. Sup.	2.19	2.19	0.24	2.40	2.55	0.0034	0.0024	0.0163	0.0034	2.55
	Der. Inf.	0.58	1.10	0.24	1.17	1.24	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V2	Izq. Sup.	1.70	1.70	0.24	1.84	1.95	0.0026	0.0024	0.0163	0.0026	1.95
	Izq. Inf.	0.34	0.85	0.24	0.90	0.96	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.43	0.24	0.45	0.47	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.28	0.43	0.24	0.45	0.47	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	0.53	0.53	0.24	0.56	0.59	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.51	0.51	0.24	0.54	0.57	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V3	Izq. Sup.	0.66	0.66	0.24	0.70	0.74	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.63	0.63	0.24	0.66	0.71	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.13	0.26	0.24	0.27	0.29	0.0004	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.41	0.41	0.24	0.43	0.46	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.05	1.05	0.24	1.12	1.19	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.72	0.72	0.24	0.76	0.81	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	1.81

ACERO CONTINUO	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Diseño por cortante



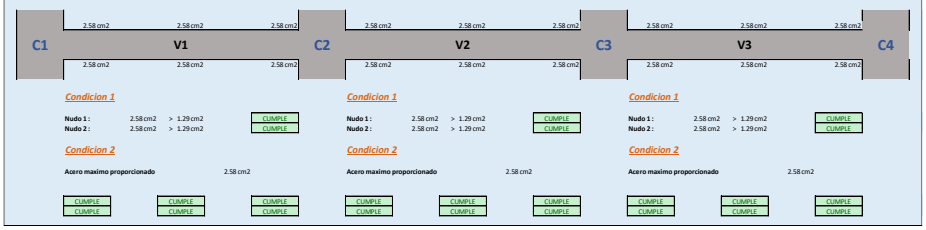
CAPITULO 21	21.5.2 Refuerzo longitudinal
	21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5. No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2		
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2		CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2		CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2		CUMPLE

BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21	21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

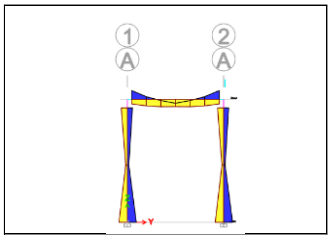
Area de acero finales

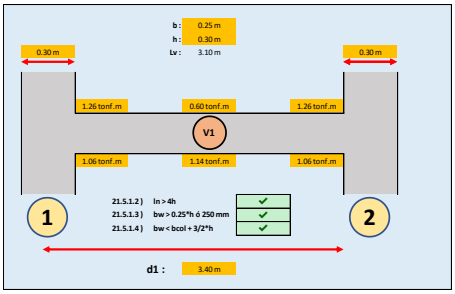


Tramos :	1

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
brimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje A

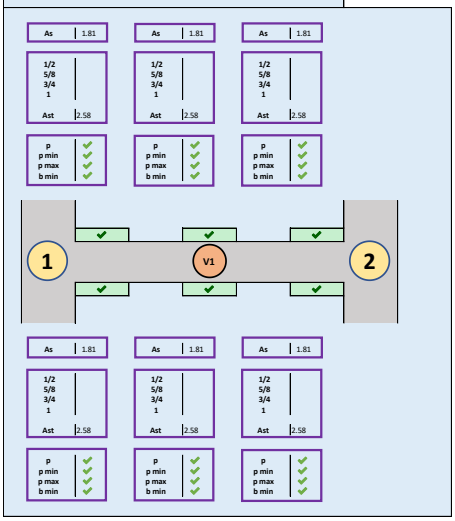




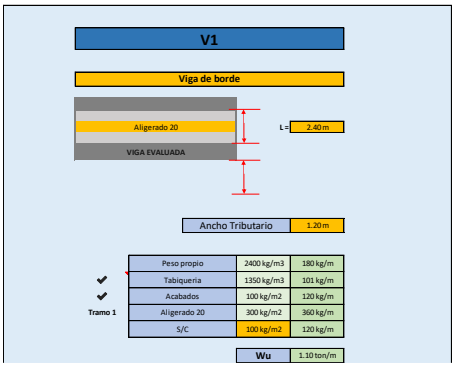
Diseño por flexión

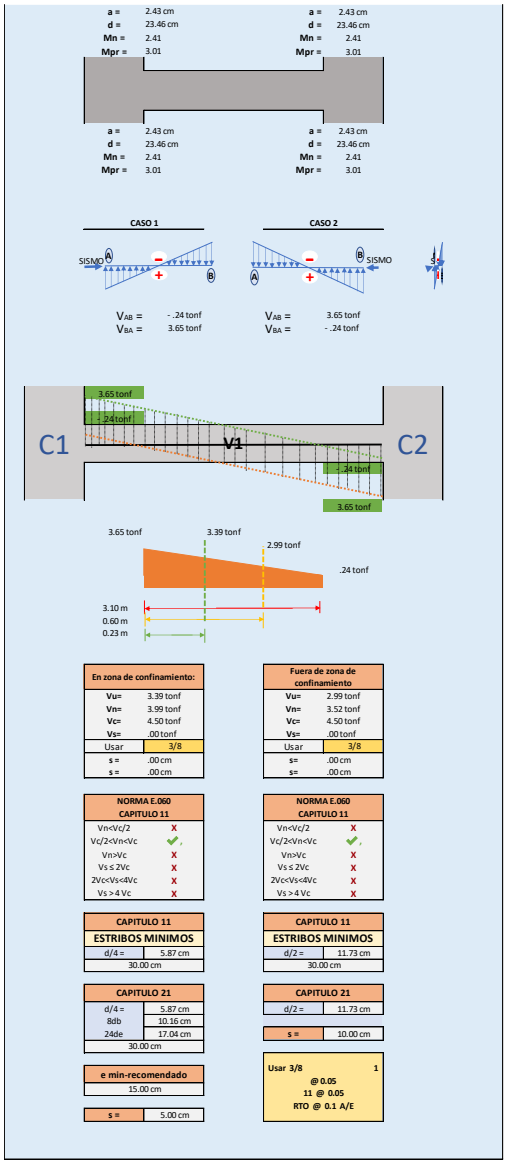
Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.26	1.26	0.24	1.35	1.43	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	1.06	1.06	0.24	1.13	1.20	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.60	0.60	0.24	0.63	0.67	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	1.14	1.14	0.24	1.22	1.29	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.26	1.26	0.24	1.35	1.43	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	1.06	1.06	0.24	1.13	1.20	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	1.81

ACERO CONTINUO	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Diseño por cortante





En zona de confinamiento:	
Vu=	3.39 tonf
Vn=	3.99 tonf
Vc=	4.50 tonf
Vs=	.00 tonf
Usar	3/8
s =	.00 cm
s =	.00 cm

Fuera de zona de confinamiento	
Vu=	2.99 tonf
Vn=	3.52 tonf
Vc=	4.50 tonf
Vs=	.00 tonf
Usar	3/8
s=	.00 cm
s=	.00 cm

NORMA E.060 CAPITULO 11	
Vn<Vc/2	X
Vc/2<Vn<Vc	✔
Vn>Vc	X
Vs ≤ 2Vc	X
2Vc<Vs<4Vc	X
Vs > 4 Vc	X

NORMA E.060 CAPITULO 11	
Vn<Vc/2	X
Vc/2<Vn<Vc	✔
Vn>Vc	X
Vs ≤ 2Vc	X
2Vc<Vs<4Vc	X
Vs > 4 Vc	X

CAPITULO 11 ESTRIBOS MINIMOS	
d/4 =	5.87 cm
30.00 cm	

CAPITULO 11 ESTRIBOS MINIMOS	
d/2 =	11.73 cm
30.00 cm	

CAPITULO 21	
d/4 =	5.87 cm
8db	10.16 cm
24de	17.04 cm
30.00 cm	

CAPITULO 21	
d/2 =	11.73 cm
s =	10.00 cm

e min-recomendado
15.00 cm
s = 5.00 cm

Usar 3/8 1
@ 0.05
11 @ 0.05
RTO @ 0.1 A/E

CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

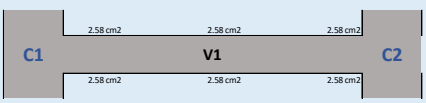
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR		2 de 1/2	3.96	cm2	
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR		2 de 1/2	3.96	cm2	
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

Area de acero finales



Condicion 1

Nudo 1 :	2.58 cm2	> 1.29 cm2	CUMPLE
Nudo 2 :	2.58 cm2	> 1.29 cm2	CUMPLE

Condicion 2

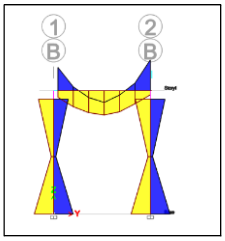
Acero maximo proporcionado 2.58 cm2

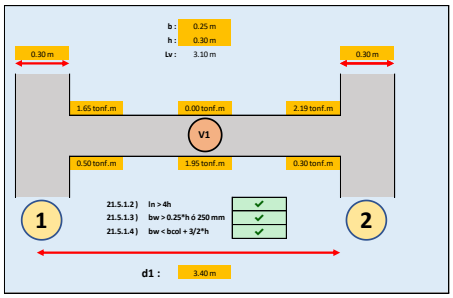
CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Tramos :	1

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
imiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje B

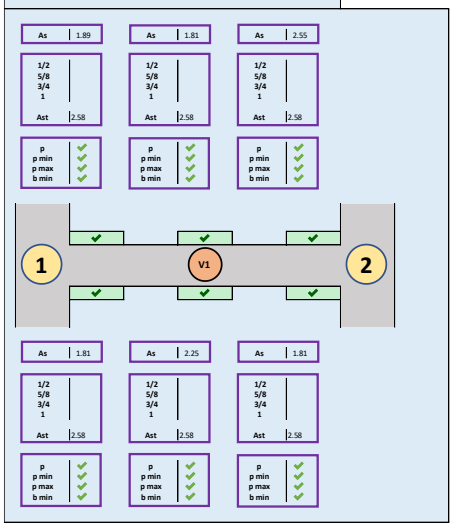




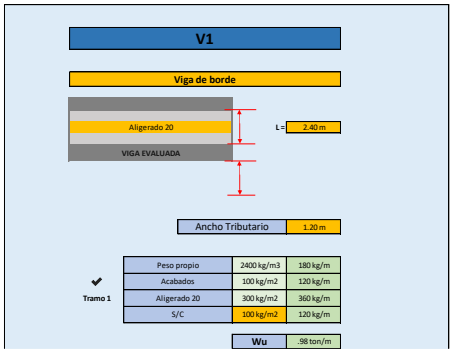
Diseño por flexión

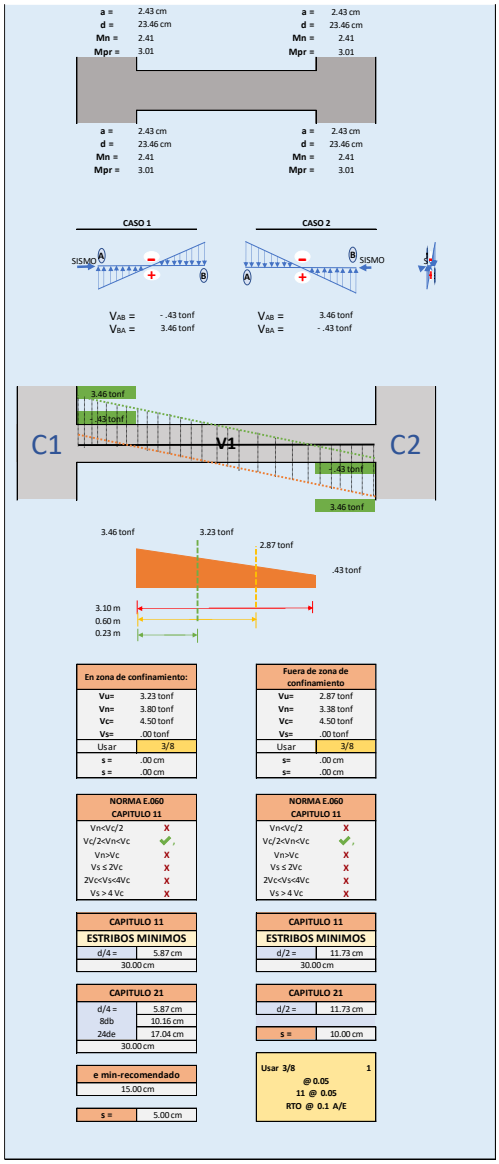
Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.65	1.65	0.24	1.78	1.89	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	1.89
	Izq. Inf.	0.50	0.83	0.24	0.87	0.93	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.55	0.24	0.58	0.61	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	1.95	1.95	0.24	2.12	2.25	0.0030	0.0024	0.0163	0.0030	2.25
	Der. Sup.	2.19	2.19	0.24	2.40	2.55	0.0034	0.0024	0.0163	0.0034	2.55
	Der. Inf.	0.30	1.10	0.24	1.17	1.24	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	1.81

ACERO CONTINUO	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Diseño por cortante





CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 1

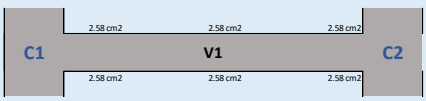
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exc de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR		2 de 1/2	3.96	cm2	
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR		2 de 1/2	3.96	cm2	
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

Area de acero finales



Condicion 1

Nudo 1 :	2.58 cm2	> 1.29 cm2	CUMPLE
Nudo 2 :	2.58 cm2	> 1.29 cm2	CUMPLE

Condicion 2

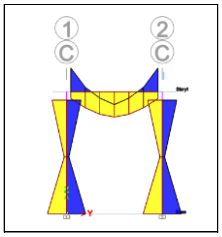
Acero maximo proporcionado 2.58 cm2

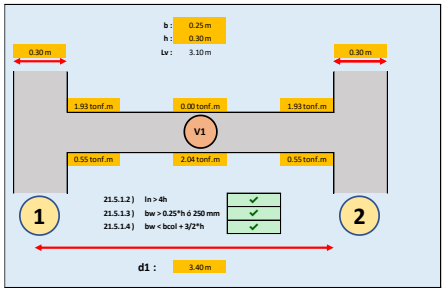
CUMPLE CUMPLE	CUMPLE CUMPLE	CUMPLE CUMPLE

Tramos :	1

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
imiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje C

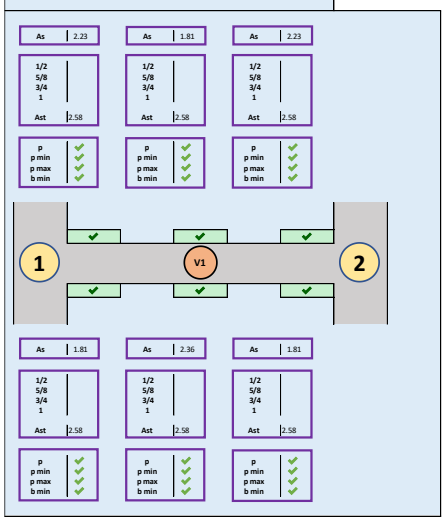




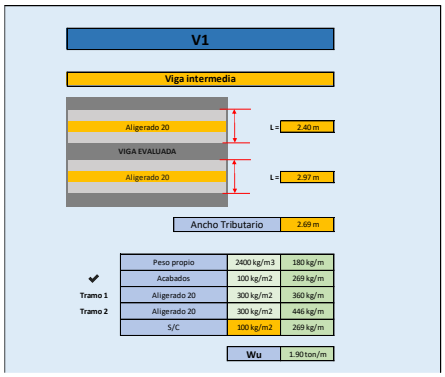
Diseño por flexión

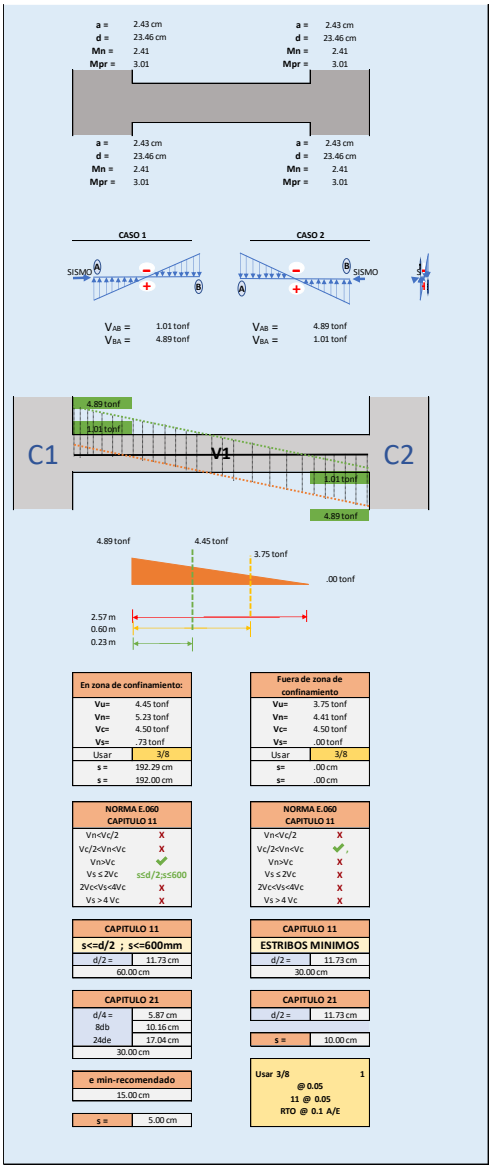
Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.93	1.93	0.24	2.10	2.23	0.0030	0.0024	0.0163	0.0030	2.23
	Izq. Inf.	0.55	0.97	0.24	1.03	1.09	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.48	0.24	0.51	0.54	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	2.04	2.04	0.24	2.23	2.36	0.0032	0.0024	0.0163	0.0032	2.36
	Der. Sup.	1.93	1.93	0.24	2.10	2.23	0.0030	0.0024	0.0163	0.0030	2.23
	Der. Inf.	0.55	0.97	0.24	1.03	1.09	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	1.81

ACERO CONTINUO	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Diseño por cortante





CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

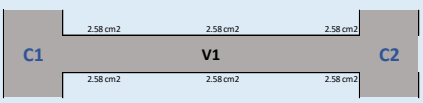
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR		2 de 1/2	3.96	cm2	
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR		2 de 1/2	3.96	cm2	
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

Area de acero finales



Condicion 1

Nudo 1 :	2.58 cm2	> 1.29 cm2	CUMPLE
Nudo 2 :	2.58 cm2	> 1.29 cm2	CUMPLE

Condicion 2

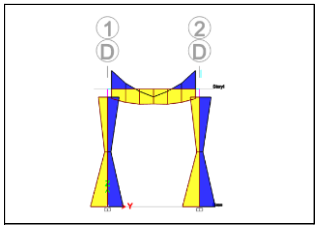
Acero maximo proporcionado 2.58 cm2

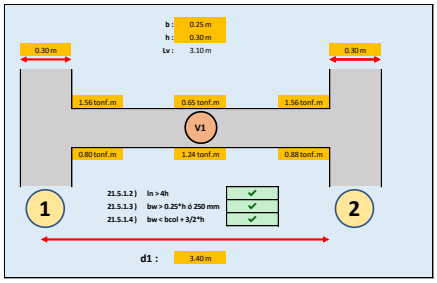
CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Tramos :	1

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
orimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje D

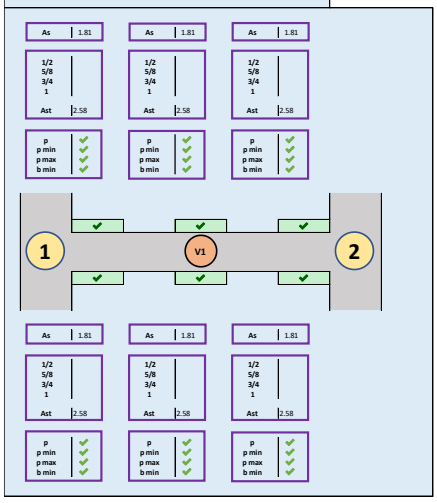




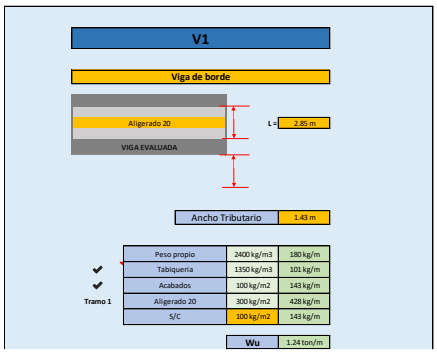
Diseño por flexión

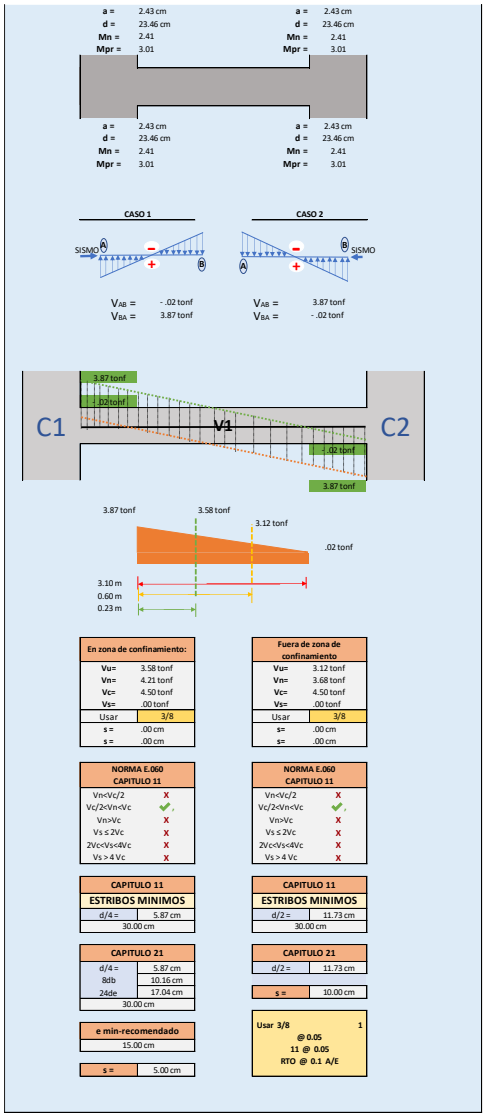
Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.56	1.56	0.24	1.68	1.79	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.80	0.80	0.24	0.85	0.90	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.65	0.65	0.24	0.69	0.73	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	1.24	1.24	0.24	1.33	1.41	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.56	1.56	0.24	1.68	1.79	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.88	0.88	0.24	0.93	0.99	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	1.81

ACERO CONTINUO	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Diseño por cortante





CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tant cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en

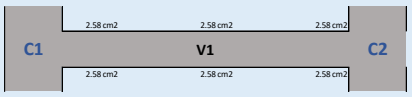
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá e de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2			
V1	pmin= 0.0024		Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE	
BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2			
V1	pmin= 0.0024		Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE	

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

Area de acero finales



Condicion 1

Nudo 1 :	2.58 cm2	> 1.29 cm2	CUMPLE	
Nudo 2 :	2.58 cm2	> 1.29 cm2	CUMPLE	

Condicion 2

Acero maximo proporcionado 2.58 cm2

CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

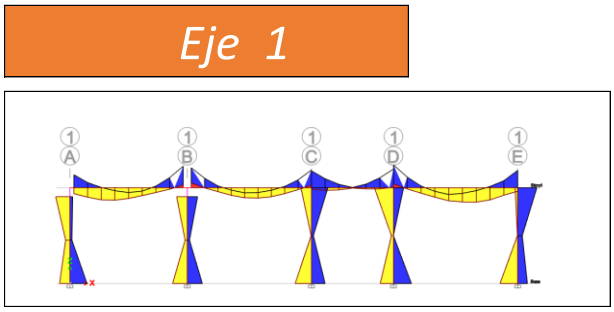
Fuente: Elaboración propia.

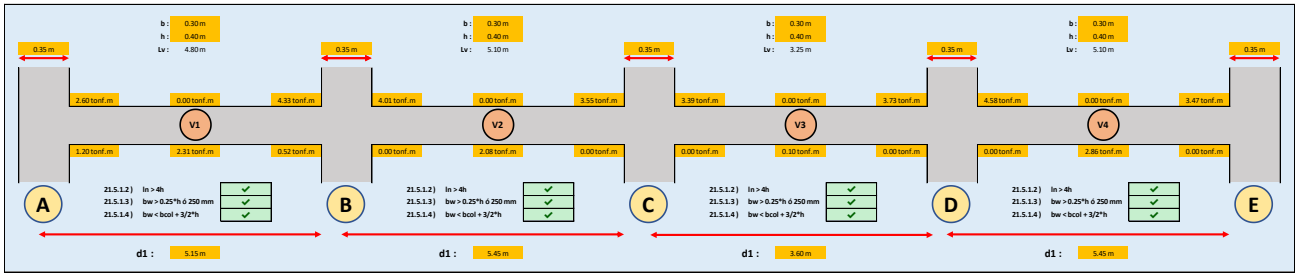
4.3.4 Diseño de vigas del bloque D

Tabla 75: Diseño de vigas del Bloque D

Tramos :	4

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
rimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

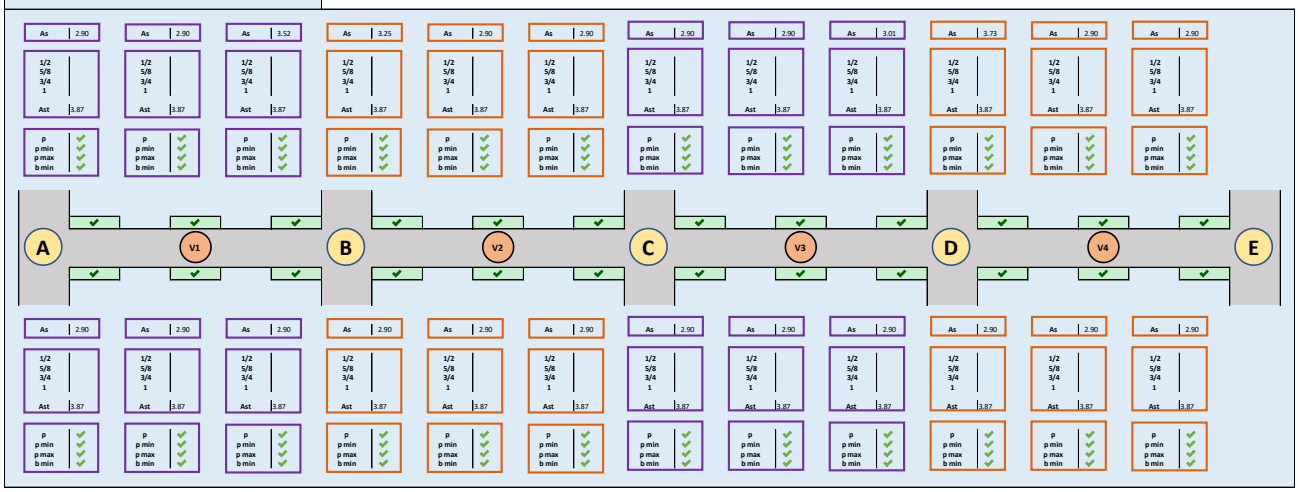




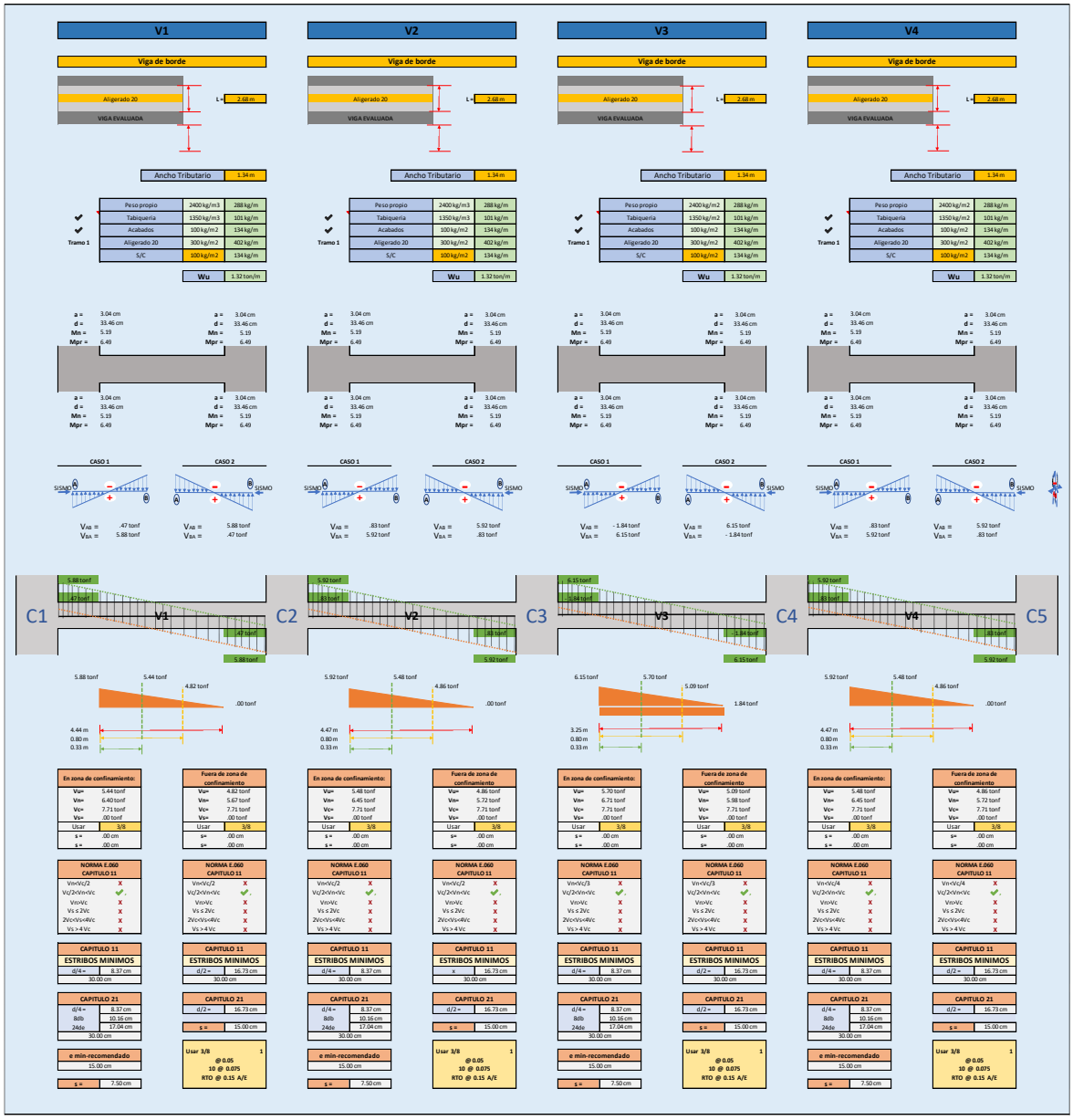
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	2.60	2.60	0.34	1.63	2.08	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Izq. Inf.	1.20	1.30	0.34	0.80	1.03	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.08	0.34	0.67	0.85	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	2.31	2.31	0.34	1.44	1.84	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	4.33	4.33	0.34	2.76	3.52	0.0029	0.0024	0.0163	0.0029	3.52
	Der. Inf.	0.52	2.17	0.34	1.35	1.72	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
V2	Izq. Sup.	4.01	4.01	0.34	2.55	3.25	0.0027	0.0024	0.0163	0.0027	3.25
	Izq. Inf.	0.00	2.01	0.34	1.25	1.59	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.00	0.34	0.62	0.79	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	2.08	2.08	0.34	1.30	1.65	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	3.55	3.55	0.34	2.24	2.86	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Inf.	0.00	1.78	0.34	1.10	1.41	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
V3	Izq. Sup.	3.39	3.39	0.34	2.14	2.73	0.0023	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Izq. Inf.	0.00	1.70	0.34	1.05	1.34	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	0.93	0.34	0.58	0.73	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	0.10	0.93	0.34	0.58	0.73	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	3.73	3.73	0.34	2.36	3.01	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	3.01
	Der. Inf.	0.00	1.87	0.34	1.16	1.48	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
V4	Izq. Sup.	4.58	4.58	0.34	2.93	3.73	0.0031	0.0024	0.0163	0.0031	3.73
	Izq. Inf.	0.00	2.29	0.34	1.43	1.82	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.15	0.34	0.71	0.90	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	2.86	2.86	0.34	1.80	2.29	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	3.47	3.47	0.34	2.19	2.80	0.0023	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Inf.	0.00	1.74	0.34	1.08	1.37	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

ACERO CONTINUO	SUPERIOR	3 de 1/2
	INFERIOR	3 de 1/2



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

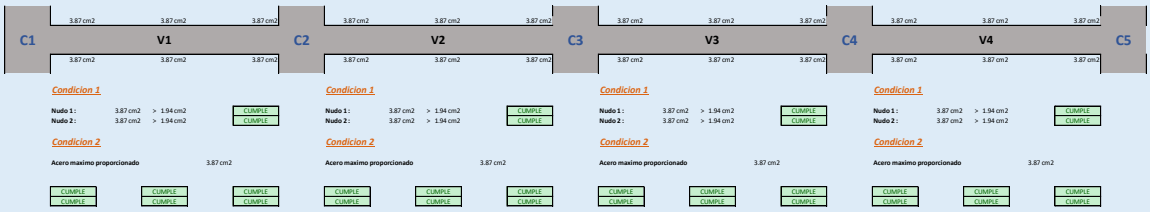
BARRAS CONTINUA SUPERIOR	3 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE

BARRAS CONTINUA INFERIOR	3 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

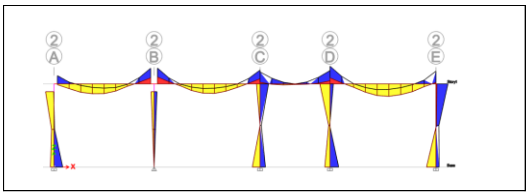
Area de acero finales

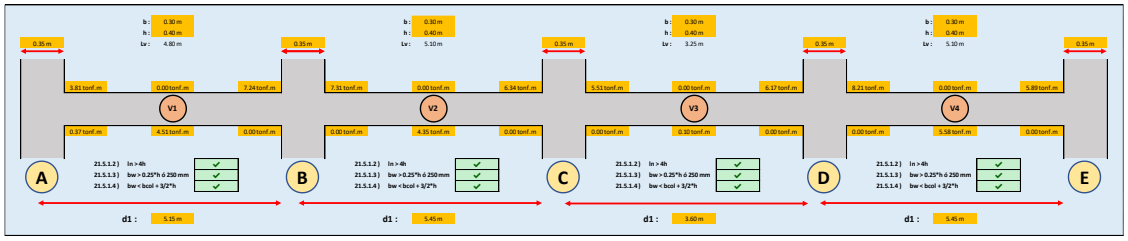


Tramos :	4

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
Recubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje 2

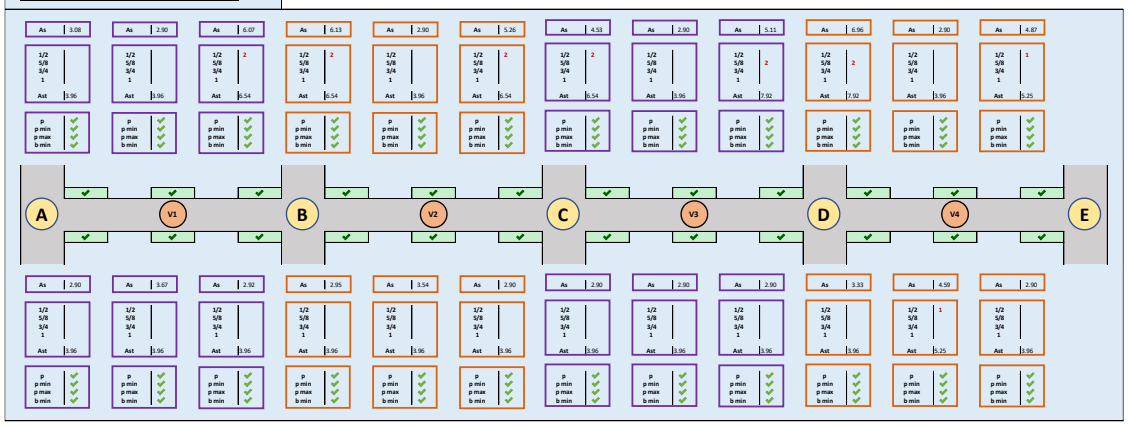




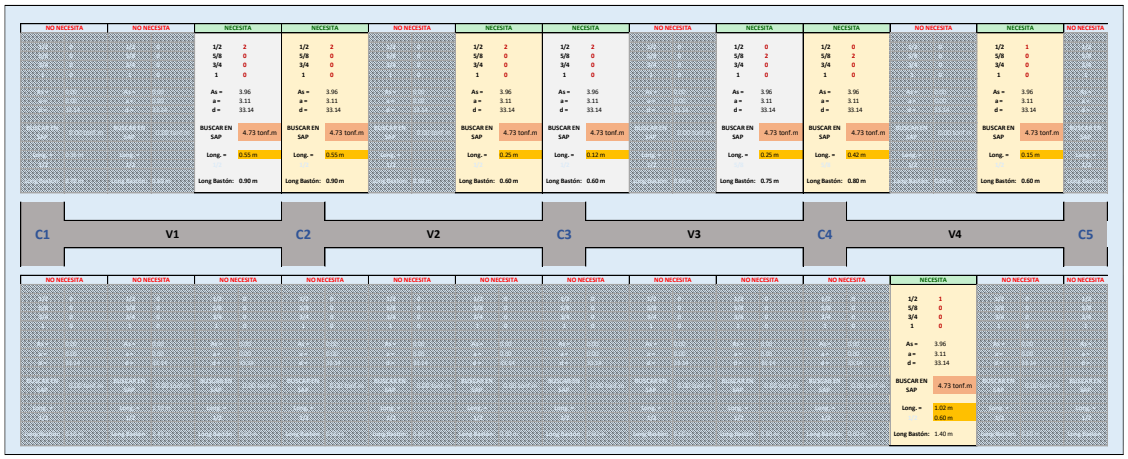
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	3.81	3.81	0.34	2.42	3.08	0.0026	0.0024	0.0163	0.0026	3.08
	Izq. Inf.	0.37	1.91	0.34	1.19	1.51	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.81	0.34	1.13	1.43	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	4.51	4.51	0.34	2.88	3.67	0.0031	0.0024	0.0163	0.0031	3.67
	Der. Sup.	7.24	7.24	0.34	4.76	6.07	0.0051	0.0024	0.0163	0.0051	6.07
	Der. Inf.	0.00	3.62	0.34	2.29	2.92	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	2.92
V2	Izq. Sup.	7.31	7.31	0.34	4.81	6.13	0.0051	0.0024	0.0163	0.0051	6.13
	Izq. Inf.	0.00	3.66	0.34	2.31	2.95	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	2.95
	Cnt. Sup.	0.00	1.83	0.34	1.14	1.45	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	4.35	4.35	0.34	2.77	3.54	0.0029	0.0024	0.0163	0.0029	3.54
	Der. Sup.	6.34	6.34	0.34	4.13	5.26	0.0044	0.0024	0.0163	0.0044	5.26
	Der. Inf.	0.00	3.17	0.34	2.00	2.55	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
V3	Izq. Sup.	5.51	5.51	0.34	3.56	4.53	0.0038	0.0024	0.0163	0.0038	4.53
	Izq. Inf.	0.00	2.76	0.34	1.73	2.20	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.54	0.34	0.96	1.22	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	0.10	1.54	0.34	0.96	1.22	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	6.17	6.17	0.34	4.01	5.11	0.0043	0.0024	0.0163	0.0043	5.11
	Der. Inf.	0.00	3.09	0.34	1.94	2.48	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
V4	Izq. Sup.	8.21	8.21	0.34	5.46	6.96	0.0058	0.0024	0.0163	0.0058	6.96
	Izq. Inf.	0.00	4.11	0.34	2.61	3.33	0.0028	0.0024	0.0163	0.0028	3.33
	Cnt. Sup.	0.00	2.05	0.34	1.28	1.63	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	5.58	5.58	0.34	3.60	4.59	0.0038	0.0024	0.0163	0.0038	4.59
	Der. Sup.	5.89	5.89	0.34	3.82	4.87	0.0041	0.0024	0.0163	0.0041	4.87
	Der. Inf.	0.00	2.95	0.34	1.85	2.36	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

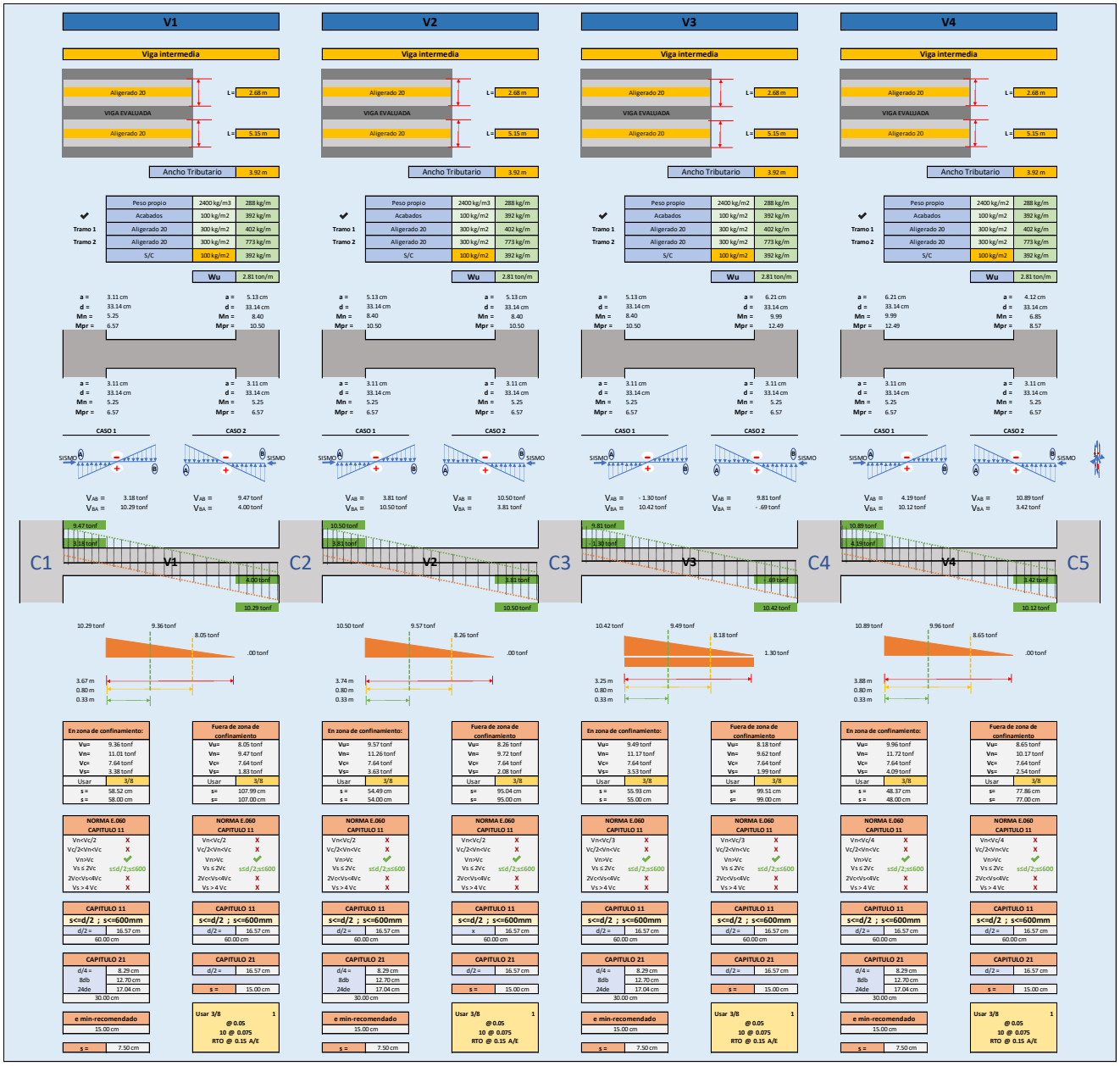
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

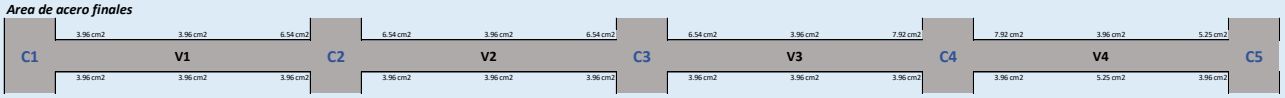
BARRAS CONTINUA SUPERIOR			2 de 5/8	3.96 cm2	
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V3	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V4	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE

BARRAS CONTINUA INFERIOR			2 de 5/8	3.96 cm2	
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V3	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V4	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

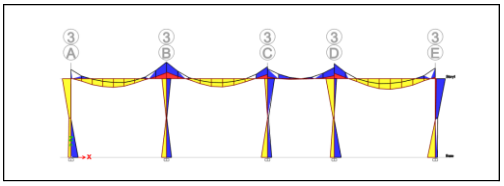
Area de acero finales

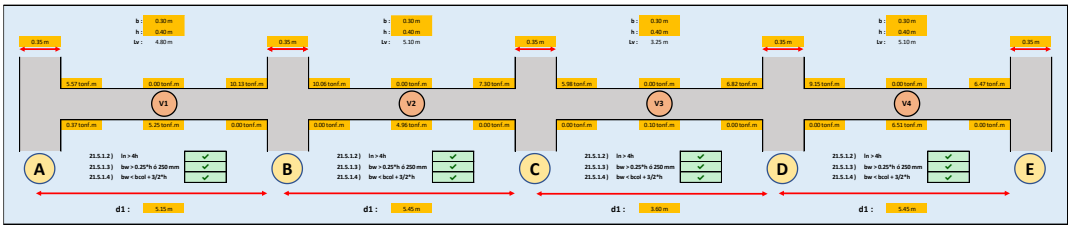


	V1	V2	V3	V4
Condicion 1				
Nudo 1 :	3.96 cm2 > 1.98 cm2 CUMPLE	3.96 cm2 > 3.27 cm2 CUMPLE	3.96 cm2 > 3.27 cm2 CUMPLE	3.96 cm2 > 3.96 cm2 CUMPLE
Nudo 2 :	3.96 cm2 > 3.27 cm2 CUMPLE	3.96 cm2 > 3.96 cm2 CUMPLE	3.96 cm2 > 3.96 cm2 CUMPLE	3.96 cm2 > 2.63 cm2 CUMPLE
Condicion 2				
Acero maximo proporcionado	6.54 cm2	6.54 cm2	7.92 cm2	7.92 cm2

Tramos :	4
f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
brimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje 3

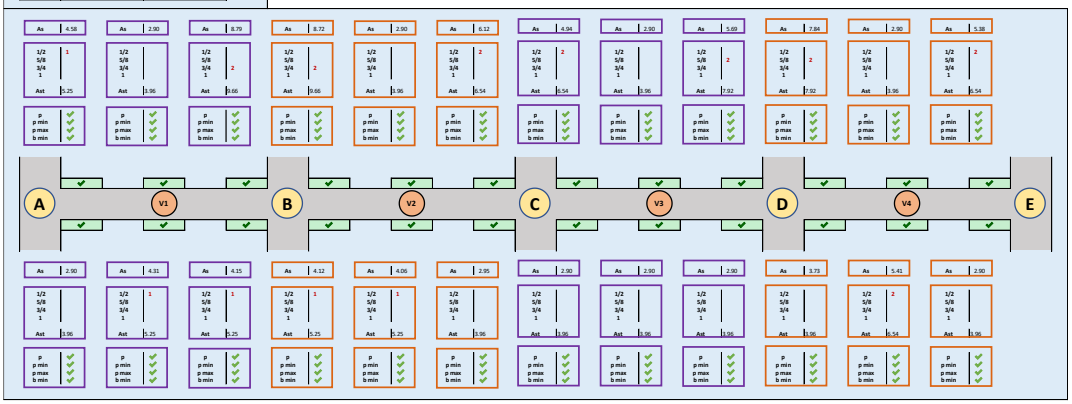




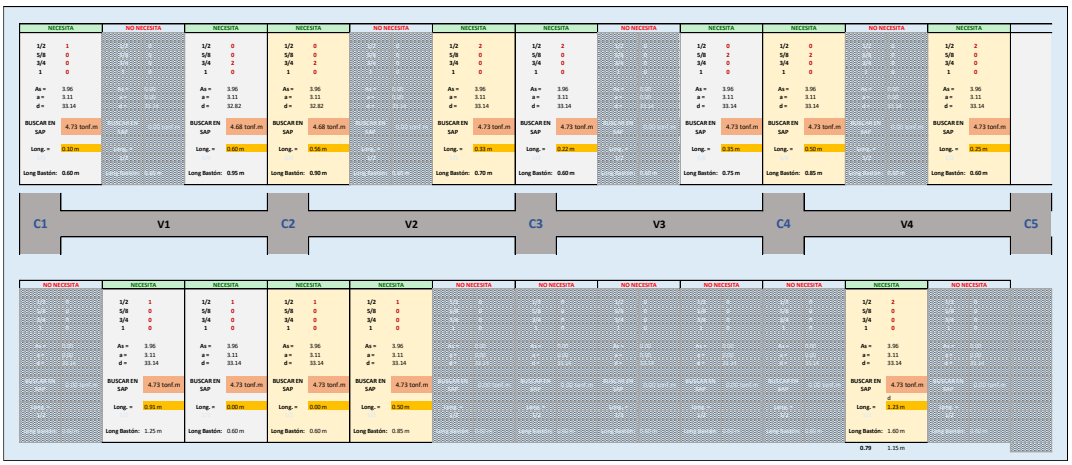
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	5.57	5.57	0.34	3.60	4.58	0.0038	0.0024	0.0163	0.0038	4.58
	Izq. Inf.	0.37	2.79	0.34	1.75	2.23	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	2.53	0.34	1.59	2.02	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	5.25	5.25	0.34	3.38	4.31	0.0036	0.0024	0.0163	0.0036	4.31
	Der. Sup.	10.13	10.13	0.34	6.89	8.79	0.0073	0.0024	0.0163	0.0073	8.79
	Der. Inf.	0.00	5.07	0.34	3.25	4.15	0.0035	0.0024	0.0163	0.0035	4.15
V2	Izq. Sup.	10.06	10.06	0.34	6.84	8.72	0.0073	0.0024	0.0163	0.0073	8.72
	Izq. Inf.	0.00	5.03	0.34	3.23	4.12	0.0034	0.0024	0.0163	0.0034	4.12
	Cnt. Sup.	0.00	2.52	0.34	1.57	2.01	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	4.96	4.96	0.34	3.18	4.06	0.0034	0.0024	0.0163	0.0034	4.06
	Der. Sup.	7.30	7.30	0.34	4.80	6.12	0.0051	0.0024	0.0163	0.0051	6.12
	Der. Inf.	0.00	3.65	0.34	2.31	2.95	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	2.95
V3	Izq. Sup.	5.98	5.98	0.34	3.88	4.94	0.0041	0.0024	0.0163	0.0041	4.94
	Izq. Inf.	0.00	2.99	0.34	1.88	2.40	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.71	0.34	1.06	1.35	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	0.10	1.71	0.34	1.06	1.35	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	6.82	6.82	0.34	4.46	5.69	0.0047	0.0024	0.0163	0.0047	5.69
	Der. Inf.	0.00	3.41	0.34	2.15	2.75	0.0023	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
V4	Izq. Sup.	9.15	9.15	0.34	6.15	7.84	0.0065	0.0024	0.0163	0.0065	7.84
	Izq. Inf.	0.00	4.58	0.34	2.92	3.73	0.0031	0.0024	0.0163	0.0031	3.73
	Cnt. Sup.	0.00	2.29	0.34	1.43	1.82	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	6.51	6.51	0.34	4.25	5.41	0.0045	0.0024	0.0163	0.0045	5.41
	Der. Sup.	6.47	6.47	0.34	4.22	5.38	0.0045	0.0024	0.0163	0.0045	5.38
	Der. Inf.	0.00	3.24	0.34	2.04	2.60	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

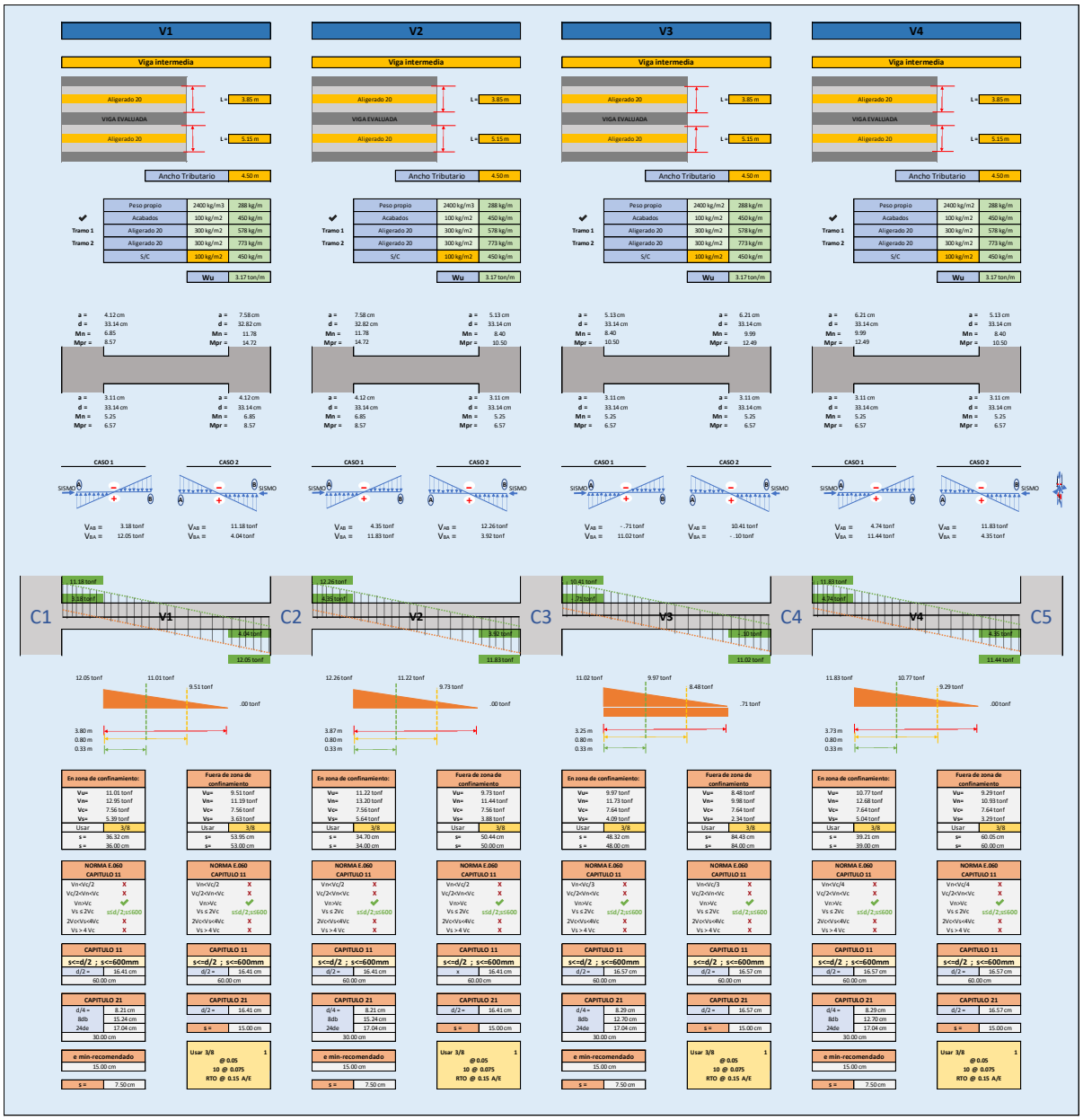
ACERO CONTINUO	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante



En zona de confinamiento:		Fuera de zona de confinamiento		En zona de confinamiento:		Fuera de zona de confinamiento	
Vu=	11.01 tonf	Vu=	9.51 tonf	Vu=	11.22 tonf	Vu=	9.73 tonf
Vn=	12.95 tonf	Vn=	11.19 tonf	Vn=	13.20 tonf	Vn=	11.44 tonf
Vc=	7.56 tonf	Vc=	7.56 tonf	Vc=	7.56 tonf	Vc=	7.56 tonf
Vs=	5.39 tonf	Vs=	3.63 tonf	Vs=	5.64 tonf	Vs=	3.88 tonf
Usar	3/8	Usar	3/8	Usar	3/8	Usar	3/8
s =	36.32 cm	s=	53.95 cm	s =	34.70 cm	s=	50.44 cm
s =	36.00 cm	s=	53.00 cm	s =	34.00 cm	s=	50.00 cm
NORMA E.060 CAPITULO 11		NORMA E.060 CAPITULO 11		NORMA E.060 CAPITULO 11		NORMA E.060 CAPITULO 11	
Vn<Vc/2	X	Vn<Vc/2	X	Vn<Vc/2	X	Vn<Vc/2	X
Vc/2<Vn<Vc	X	Vc/2<Vn<Vc	X	Vc/2<Vn<Vc	X	Vc/2<Vn<Vc	X
Vn>Vc	✓	Vn>Vc	✓	Vn>Vc	✓	Vn>Vc	✓
Vs ≤ 2Vc	ssd/2;s≤600	Vs ≤ 2Vc	ssd/2;s≤600	Vs ≤ 2Vc	ssd/2;s≤600	Vs ≤ 2Vc	ssd/2;s≤600
2Vc<Vs<4Vc	X	2Vc<Vs<4Vc	X	2Vc<Vs<4Vc	X	2Vc<Vs<4Vc	X
Vs > 4 Vc	X	Vs > 4 Vc	X	Vs > 4 Vc	X	Vs > 4 Vc	X
CAPITULO 11		CAPITULO 11		CAPITULO 11		CAPITULO 11	
s<=d/2 ; s<=600mm		s<=d/2 ; s<=600mm		s<=d/2 ; s<=600mm		s<=d/2 ; s<=600mm	
d/2 =	16.41 cm	d/2 =	16.41 cm	d/2 =	16.41 cm	x	16.41 cm
60.00 cm		60.00 cm		60.00 cm		60.00 cm	
CAPITULO 21		CAPITULO 21		CAPITULO 21		CAPITULO 21	
d/4 =	8.21 cm	d/2 =	16.41 cm	d/4 =	8.21 cm	d/2 =	16.41 cm
8db	15.24 cm	s =	15.00 cm	8db	15.24 cm	s =	15.00 cm
24de	17.04 cm			24de	17.04 cm		
30.00 cm				30.00 cm			
e min-recomendado		Usar 3/8 1 @ 0.05 10 @ 0.075 RTO @ 0.15 A/E		e min-recomendado		Usar 3/8 1 @ 0.05 10 @ 0.075 RTO @ 0.15 A/E	
15.00 cm				15.00 cm			
s =	7.50 cm			s =	7.50 cm		

En zona de confinamiento:		Fuera de zona de confinamiento		En zona de confinamiento:		Fuera de zona de confinamiento	
Vu=	9.97 tonf	Vu=	8.48 tonf	Vu=	10.77 tonf	Vu=	9.29 tonf
Vn=	11.73 tonf	Vn=	9.98 tonf	Vn=	12.68 tonf	Vn=	10.93 tonf
Vc=	7.64 tonf	Vc=	7.64 tonf	Vc=	7.64 tonf	Vc=	7.64 tonf
Vs=	4.09 tonf	Vs=	2.34 tonf	Vs=	5.04 tonf	Vs=	3.29 tonf
Usar	3/8	Usar	3/8	Usar	3/8	Usar	3/8
s =	48.32 cm	s=	84.43 cm	s =	39.21 cm	s=	60.05 cm
s =	48.00 cm	s=	84.00 cm	s =	39.00 cm	s=	60.00 cm
NORMA E.060 CAPITULO 11		NORMA E.060 CAPITULO 11		NORMA E.060 CAPITULO 11		NORMA E.060 CAPITULO 11	
Vn<Vc/3	X	Vn<Vc/3	X	Vn<Vc/4	X	Vn<Vc/4	X
Vc/2<Vn<Vc	X	Vc/2<Vn<Vc	X	Vc/2<Vn<Vc	X	Vc/2<Vn<Vc	X
Vn>Vc	✓	Vn>Vc	✓	Vn>Vc	✓	Vn>Vc	✓
Vs ≤ 2Vc	ssd/2;s≤600	Vs ≤ 2Vc	ssd/2;s≤600	Vs ≤ 2Vc	ssd/2;s≤600	Vs ≤ 2Vc	ssd/2;s≤600
2Vc<Vs<4Vc	X	2Vc<Vs<4Vc	X	2Vc<Vs<4Vc	X	2Vc<Vs<4Vc	X
Vs > 4 Vc	X	Vs > 4 Vc	X	Vs > 4 Vc	X	Vs > 4 Vc	X
CAPITULO 11		CAPITULO 11		CAPITULO 11		CAPITULO 11	
s<=d/2 ; s<=600mm		s<=d/2 ; s<=600mm		s<=d/2 ; s<=600mm		s<=d/2 ; s<=600mm	
d/2 =	16.57 cm	d/2 =	16.57 cm	d/2 =	16.57 cm	d/2 =	16.57 cm
60.00 cm		60.00 cm		60.00 cm		60.00 cm	
CAPITULO 21		CAPITULO 21		CAPITULO 21		CAPITULO 21	
d/4 =	8.29 cm	d/2 =	16.57 cm	d/4 =	8.29 cm	d/2 =	16.57 cm
8db	12.70 cm	s =	15.00 cm	8db	12.70 cm	s =	15.00 cm
24de	17.04 cm			24de	17.04 cm		
30.00 cm				30.00 cm			
e min-recomendado		Usar 3/8 1 @ 0.05 10 @ 0.075 RTO @ 0.15 A/E		e min-recomendado		Usar 3/8 1 @ 0.05 10 @ 0.075 RTO @ 0.15 A/E	
15.00 cm				15.00 cm			
s =	7.50 cm			s =	7.50 cm		

CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR 2 de 5/8 3.96 cm2

V1	pmin= 0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE

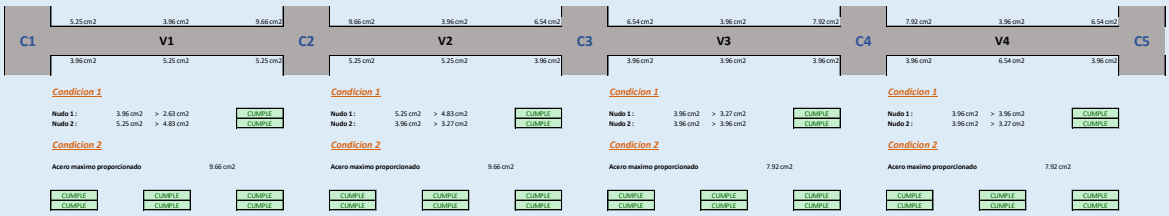
BARRAS CONTINUA INFERIOR 2 de 5/8 3.96 cm2

V1	pmin= 0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

Area de acero finales



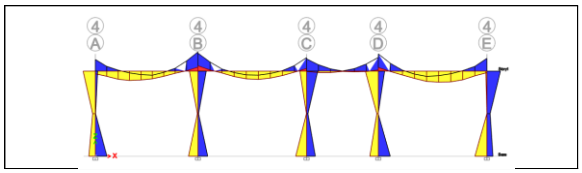
Condicion 1				Condicion 1				
Nudo 1 :	3.96 cm2	> 2.63 cm2	CUMPLE	Nudo 1 :	5.25 cm2	> 4.83 cm2	CUMPLE	
Nudo 2 :	5.25 cm2	> 4.83 cm2	CUMPLE	Nudo 2 :	3.96 cm2	> 3.27 cm2	CUMPLE	
Condicion 2				Condicion 2				
Acero maximo proporcionado		9.66 cm2		Acero maximo proporcionado		9.66 cm2		
CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE		CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE		
CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE		CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE		

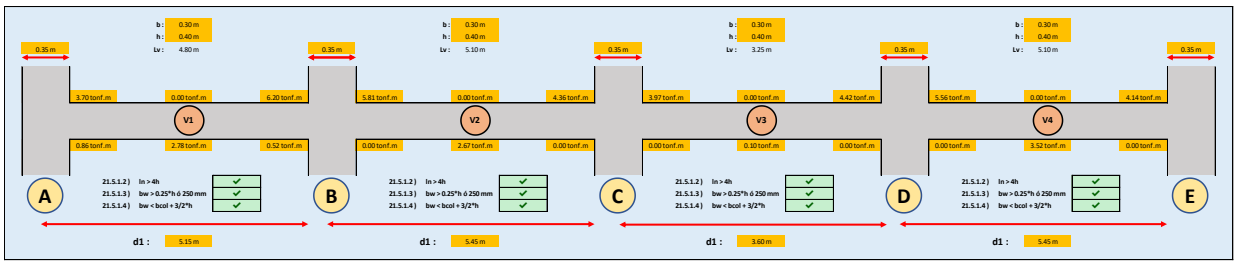
Condicion 1				Condicion 1				
Nudo 1 :	3.96 cm2	> 3.27 cm2	CUMPLE	Nudo 1 :	3.96 cm2	> 3.96 cm2	CUMPLE	
Nudo 2 :	3.96 cm2	> 3.96 cm2	CUMPLE	Nudo 2 :	3.96 cm2	> 3.27 cm2	CUMPLE	
Condicion 2				Condicion 2				
Acero maximo proporcionado		7.92 cm2		Acero maximo proporcionado		7.92 cm2		
CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE		CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE		
CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE		CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE		

Tramos :	4

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
Recubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje 4

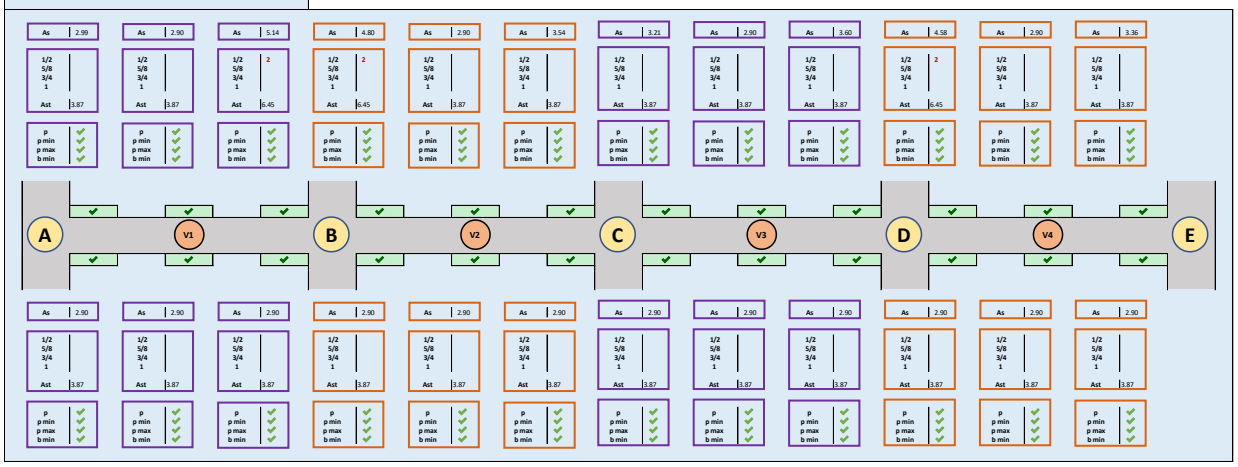




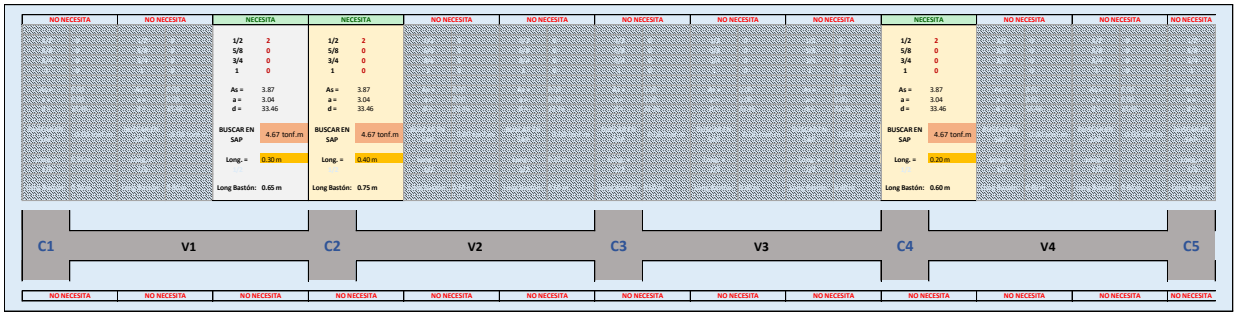
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	3.70	3.70	0.34	2.34	2.99	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	2.99
	Izq. Inf.	0.86	1.85	0.34	1.15	1.47	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.55	0.34	0.96	1.23	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	2.78	2.78	0.34	1.74	2.22	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	6.20	6.20	0.34	4.03	5.14	0.0043	0.0024	0.0163	0.0043	5.14
	Der. Inf.	0.52	3.10	0.34	1.95	2.49	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
V2	Izq. Sup.	5.81	5.81	0.34	3.76	4.80	0.0040	0.0024	0.0163	0.0040	4.80
	Izq. Inf.	0.00	2.91	0.34	1.83	2.33	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.45	0.34	0.90	1.15	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	2.67	2.67	0.34	1.67	2.13	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	4.36	4.36	0.34	2.78	3.54	0.0030	0.0024	0.0163	0.0030	3.54
	Der. Inf.	0.00	2.18	0.34	1.36	1.73	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
V3	Izq. Sup.	3.97	3.97	0.34	2.52	3.21	0.0027	0.0024	0.0163	0.0027	3.21
	Izq. Inf.	0.00	1.99	0.34	1.24	1.58	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.11	0.34	0.68	0.87	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	0.10	1.11	0.34	0.68	0.87	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	4.42	4.42	0.34	2.82	3.60	0.0030	0.0024	0.0163	0.0030	3.60
	Der. Inf.	0.00	2.21	0.34	1.38	1.76	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
V4	Izq. Sup.	5.56	5.56	0.34	3.59	4.58	0.0038	0.0024	0.0163	0.0038	4.58
	Izq. Inf.	0.00	2.78	0.34	1.74	2.22	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.39	0.34	0.86	1.10	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	3.52	3.52	0.34	2.23	2.84	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	4.14	4.14	0.34	2.63	3.36	0.0028	0.0024	0.0163	0.0028	3.36
	Der. Inf.	0.00	2.07	0.34	1.29	1.65	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

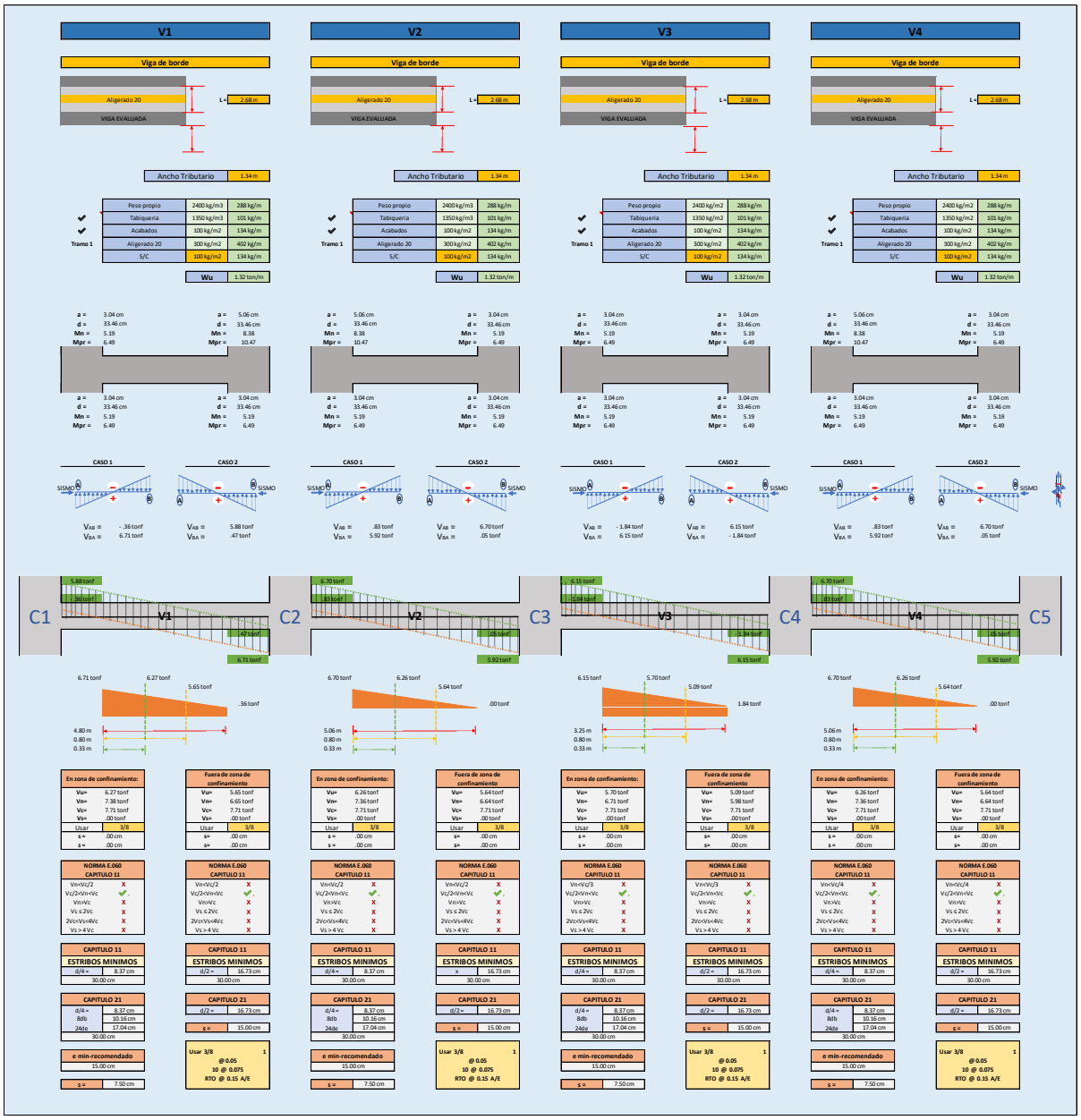
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	3 de 1/2
	INFERIOR	3 de 1/2



Longitud de bastones



Diseño por cortante



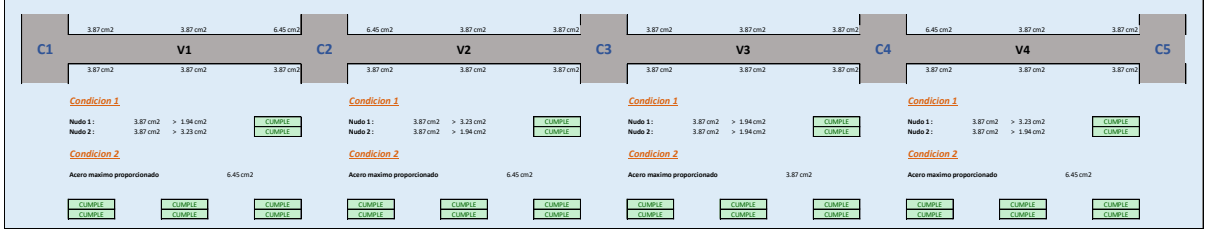
CAPITULO 21	21.5.2 Refuerzo longitudinal 21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5. No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR					
3 de 1/2	3.96 cm2				
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V3	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V4	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE

BARRAS CONTINUA INFERIOR					
3 de 1/2	3.96 cm2				
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V3	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V4	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21	21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

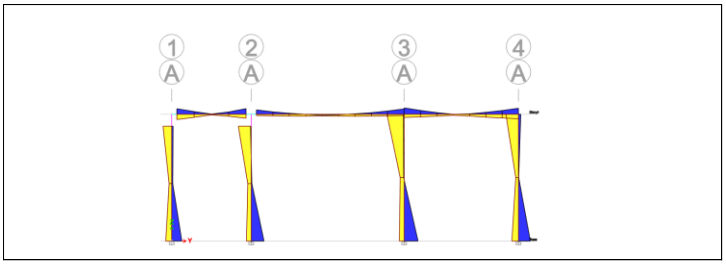
Area de acero finales

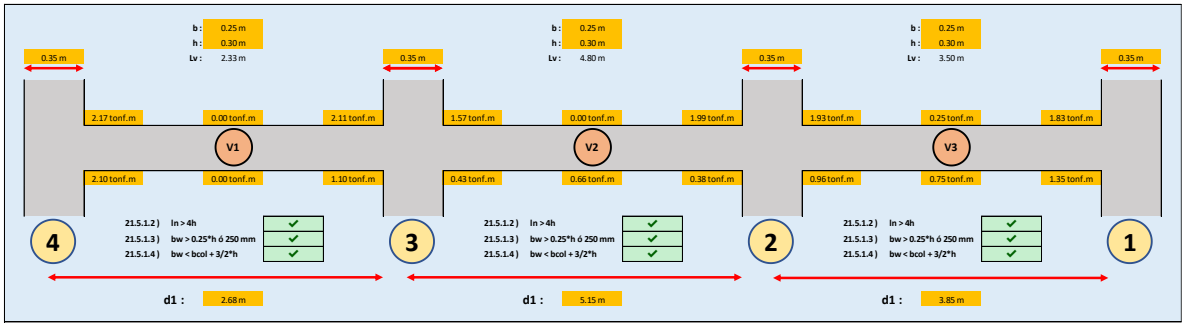


Tramos :	3

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
brimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje A

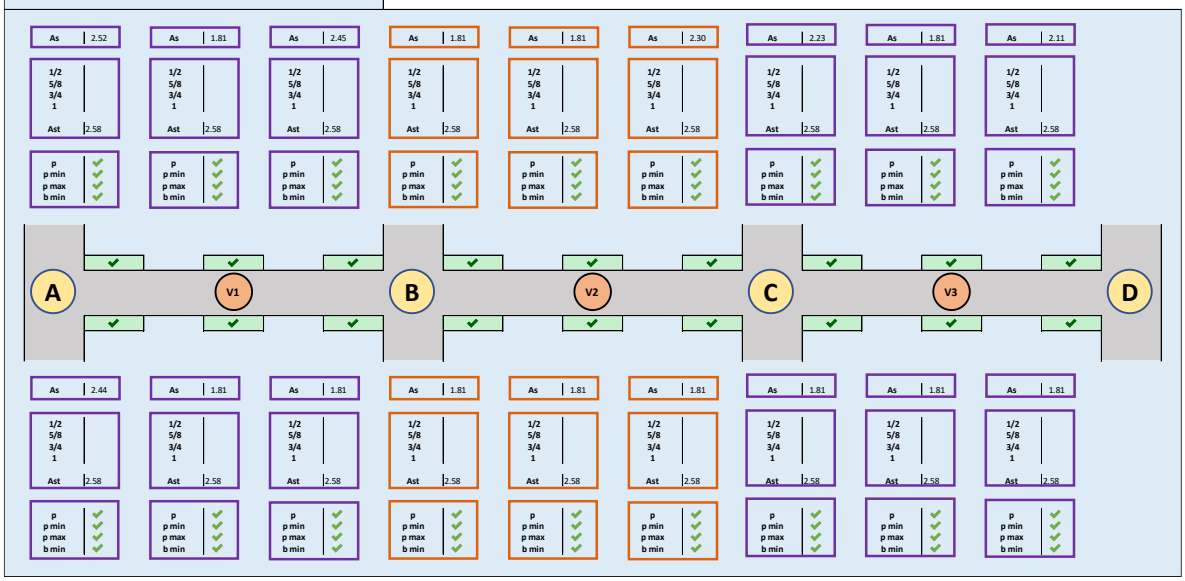




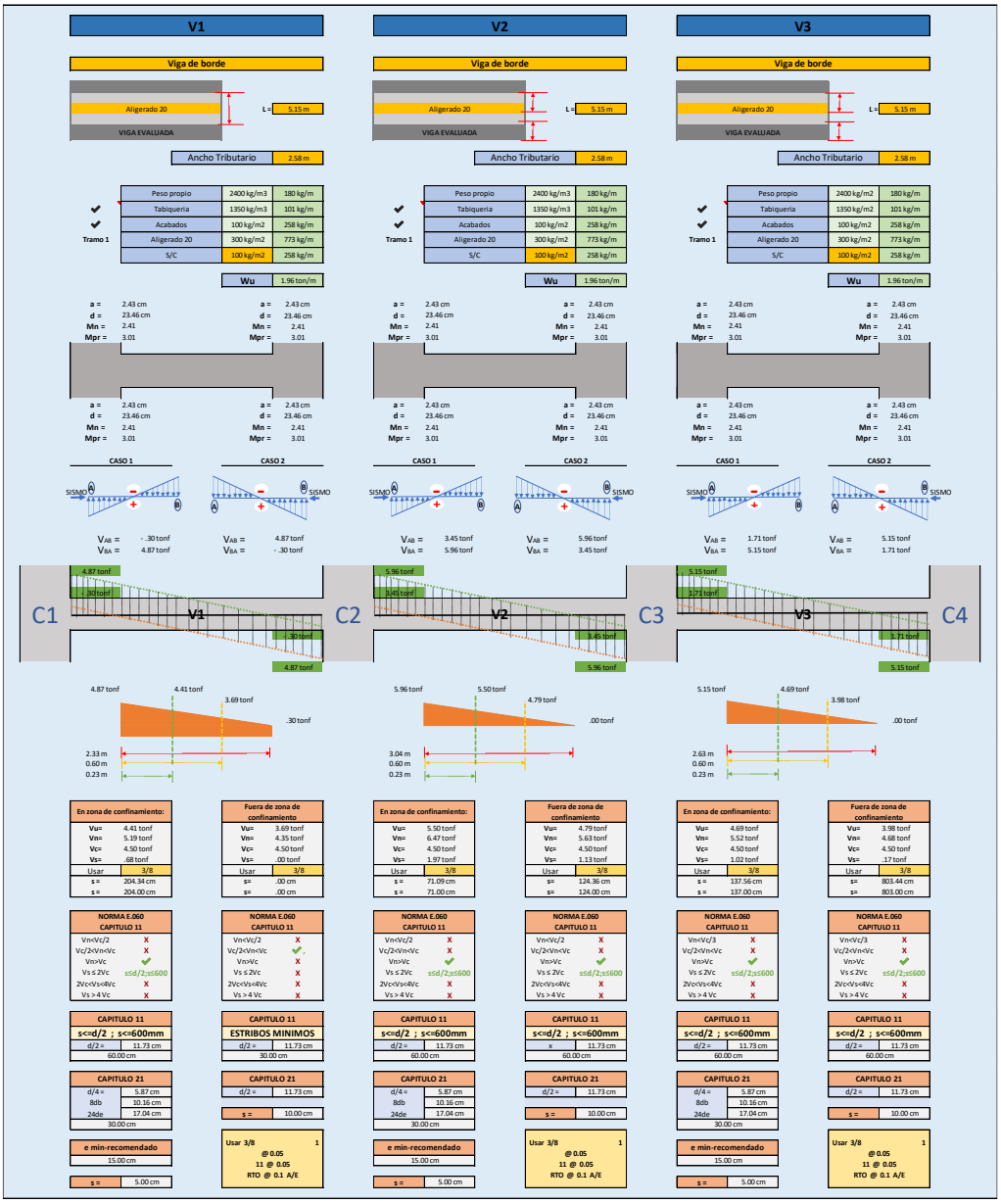
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	2.17	2.17	0.24	2.37	2.52	0.0034	0.0024	0.0163	0.0034	2.52
	Izq. Inf.	2.10	2.10	0.24	2.29	2.44	0.0032	0.0024	0.0163	0.0032	2.44
	Cnt. Sup.	0.00	0.54	0.24	0.57	0.61	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.00	0.54	0.24	0.57	0.61	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	2.11	2.11	0.24	2.31	2.45	0.0033	0.0024	0.0163	0.0033	2.45
	Der. Inf.	1.10	1.10	0.24	1.17	1.25	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V2	Izq. Sup.	1.57	1.57	0.24	1.69	1.80	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.43	0.79	0.24	0.83	0.88	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.50	0.24	0.52	0.56	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.66	0.66	0.24	0.70	0.74	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.99	1.99	0.24	2.17	2.30	0.0031	0.0024	0.0163	0.0031	2.30
	Der. Inf.	0.38	1.00	0.24	1.06	1.12	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V3	Izq. Sup.	1.93	1.93	0.24	2.10	2.23	0.0030	0.0024	0.0163	0.0030	2.23
	Izq. Inf.	0.96	0.97	0.24	1.03	1.09	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.25	0.48	0.24	0.51	0.54	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.75	0.75	0.24	0.79	0.84	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.83	1.83	0.24	1.99	2.11	0.0028	0.0024	0.0163	0.0028	2.11
	Der. Inf.	1.35	1.35	0.24	1.45	1.54	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	1.81

ACERO CONTINUO	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

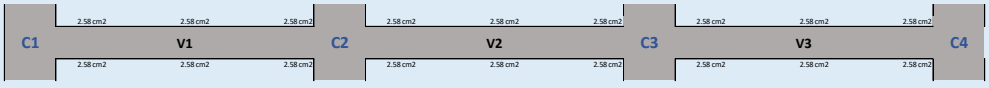
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR			2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR			2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

Area de acero finales



Condicion 1

Nudo 1 :	2.58 cm2	> 1.29 cm2		CUMPLE
Nudo 2 :	2.58 cm2	> 1.29 cm2		CUMPLE

Condicion 2

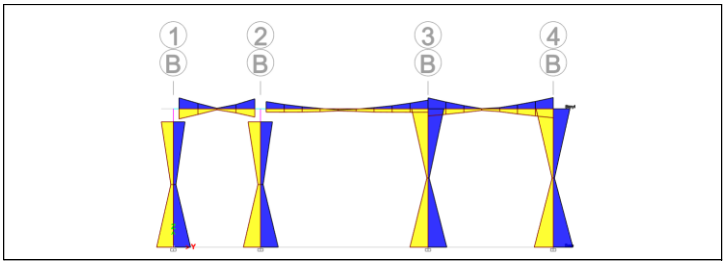
Acero maximo proporcionado 2.58 cm2

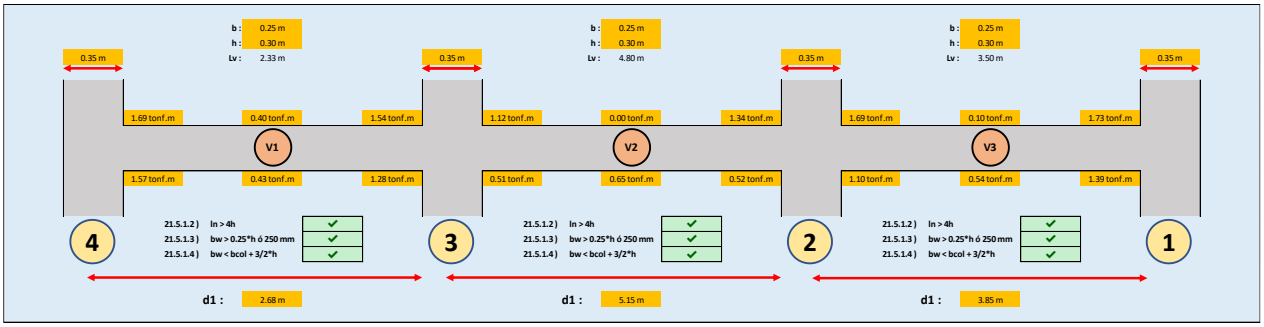
CUMPLE CUMPLE CUMPLE

Tramos :	3

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
Recubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje B

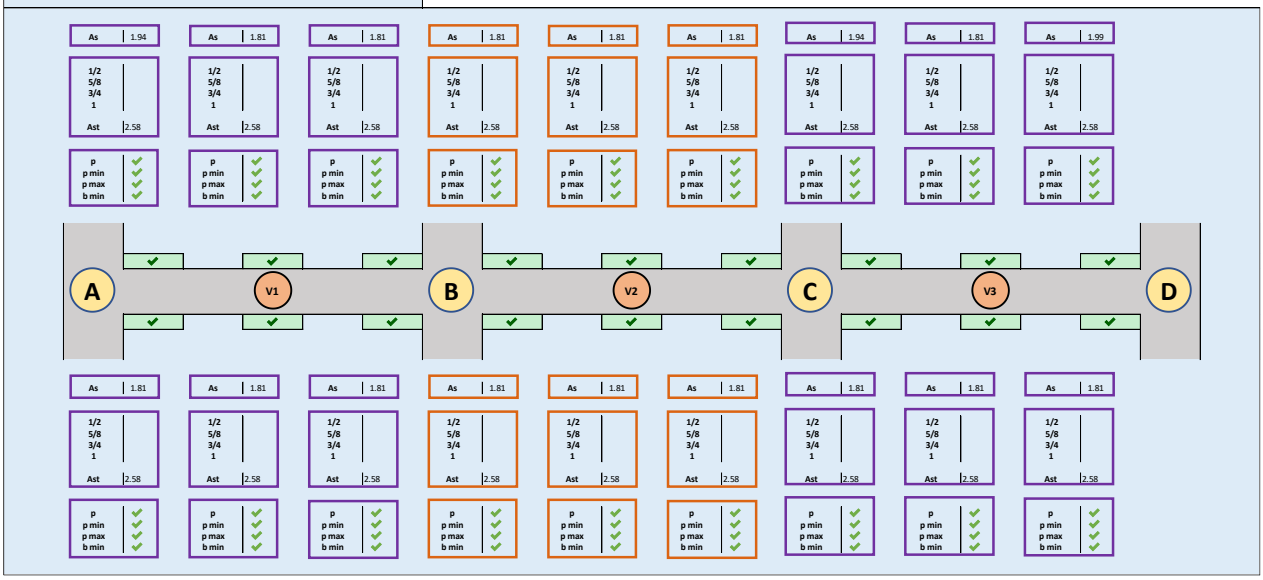




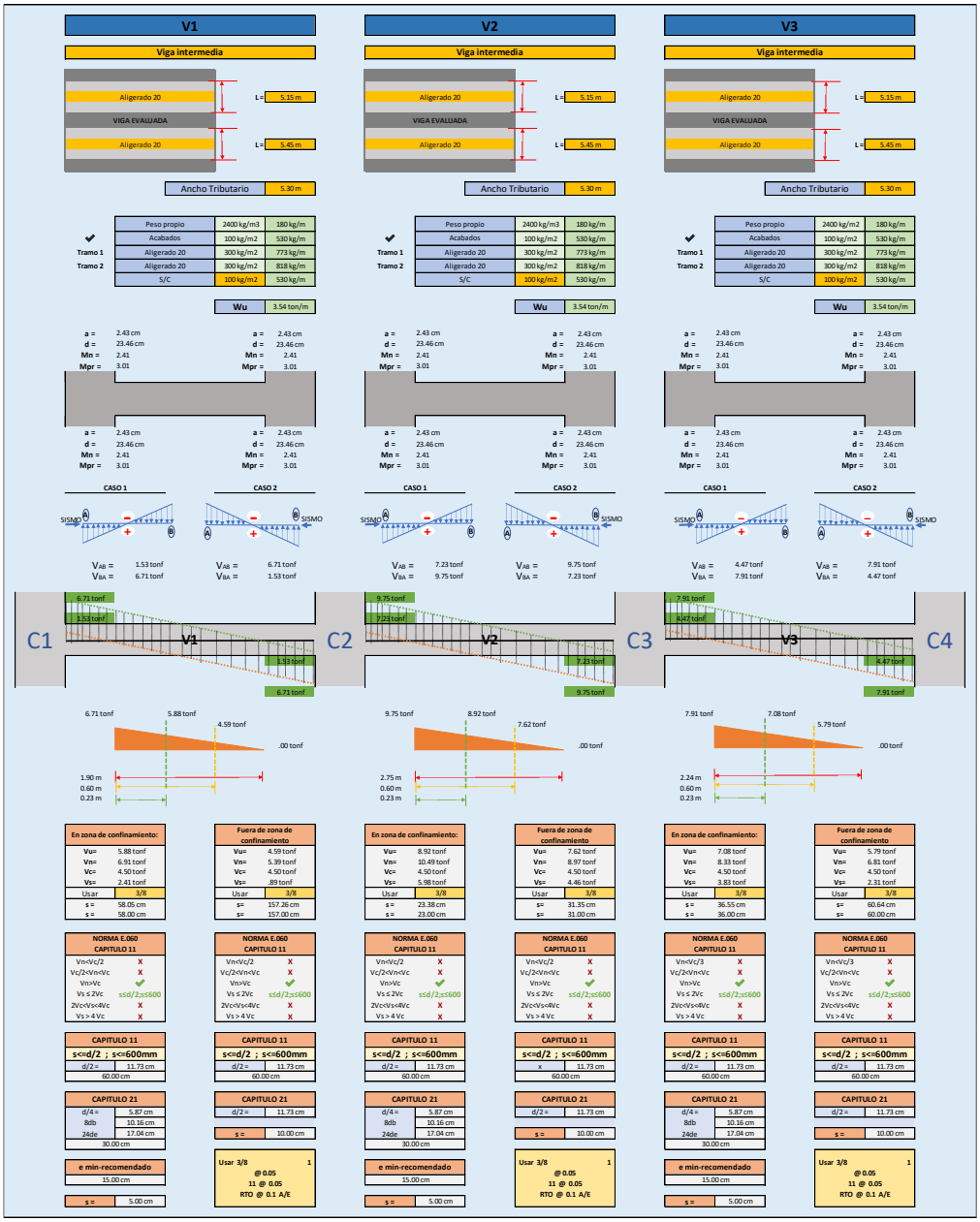
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.69	1.69	0.24	1.83	1.94	0.0026	0.0024	0.0163	0.0026	1.94
	Izq. Inf.	1.57	1.57	0.24	1.69	1.80	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.40	0.42	0.24	0.44	0.47	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.43	0.43	0.24	0.45	0.48	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.54	1.54	0.24	1.66	1.76	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	1.28	1.28	0.24	1.37	1.46	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V2	Izq. Sup.	1.12	1.12	0.24	1.19	1.27	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.51	0.56	0.24	0.59	0.63	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.34	0.24	0.35	0.37	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.65	0.65	0.24	0.69	0.73	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.34	1.34	0.24	1.44	1.53	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.52	0.67	0.24	0.71	0.75	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V3	Izq. Sup.	1.69	1.69	0.24	1.83	1.94	0.0026	0.0024	0.0163	0.0026	1.94
	Izq. Inf.	1.10	1.10	0.24	1.17	1.25	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.10	0.43	0.24	0.45	0.48	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.54	0.54	0.24	0.57	0.60	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.73	1.73	0.24	1.87	1.99	0.0027	0.0024	0.0163	0.0027	1.99
	Der. Inf.	1.39	1.39	0.24	1.49	1.59	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	1.81

ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

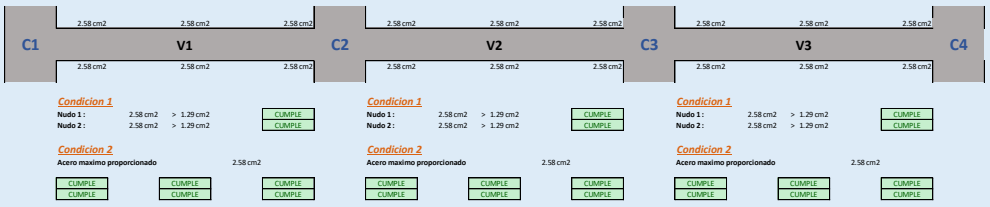
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR			2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR			2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin=	0.0024	Asmin =	1.81 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

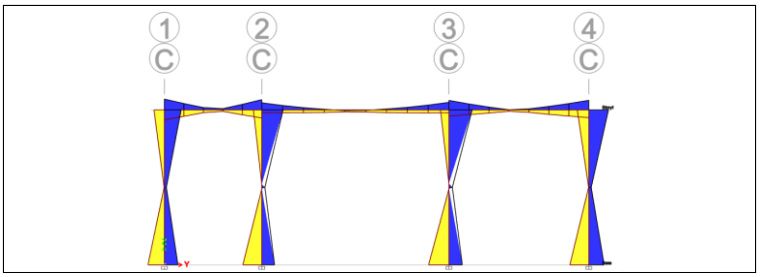
Area de acero finales

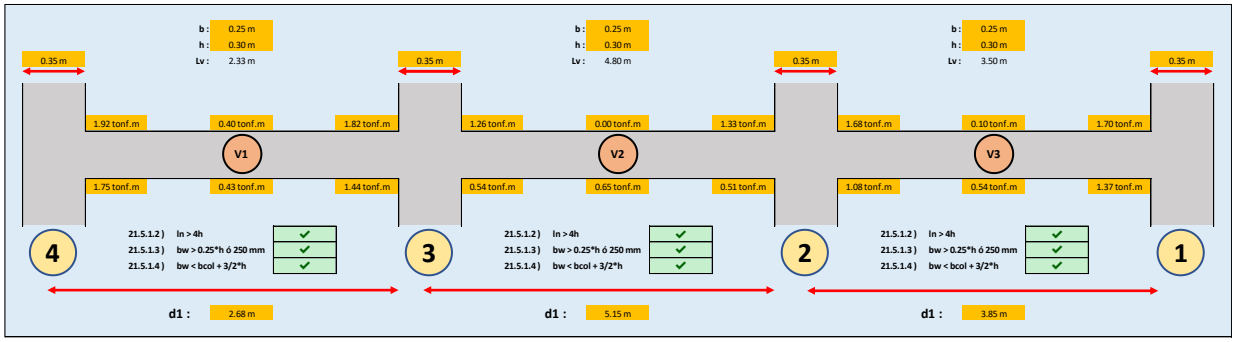


Tramos :	3

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
rimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje C

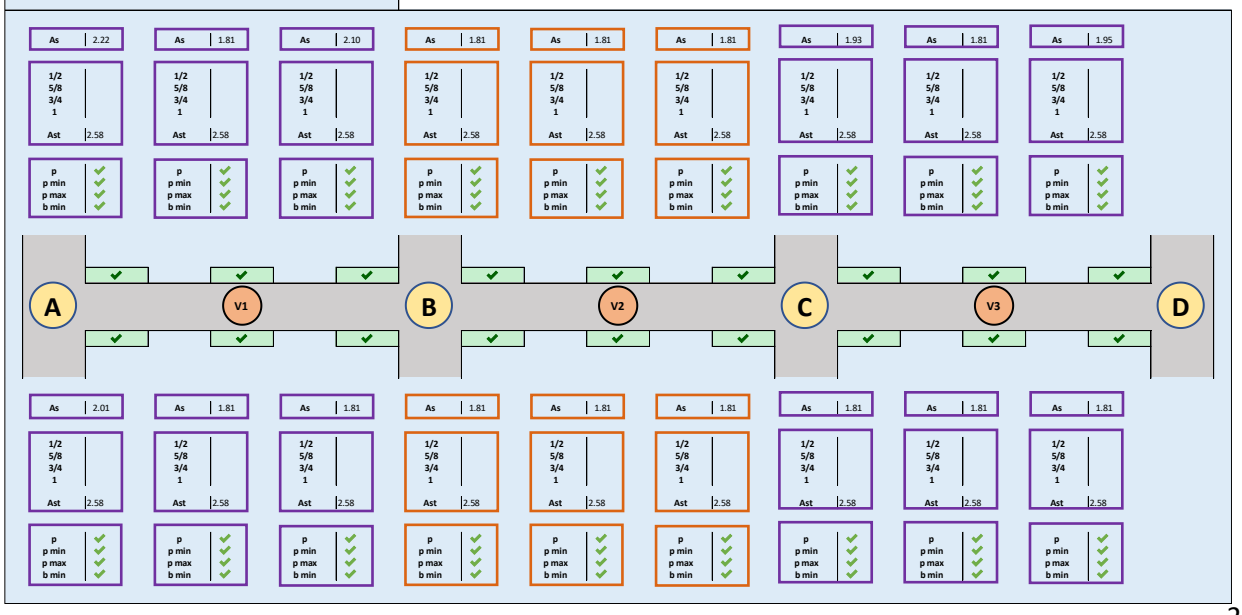




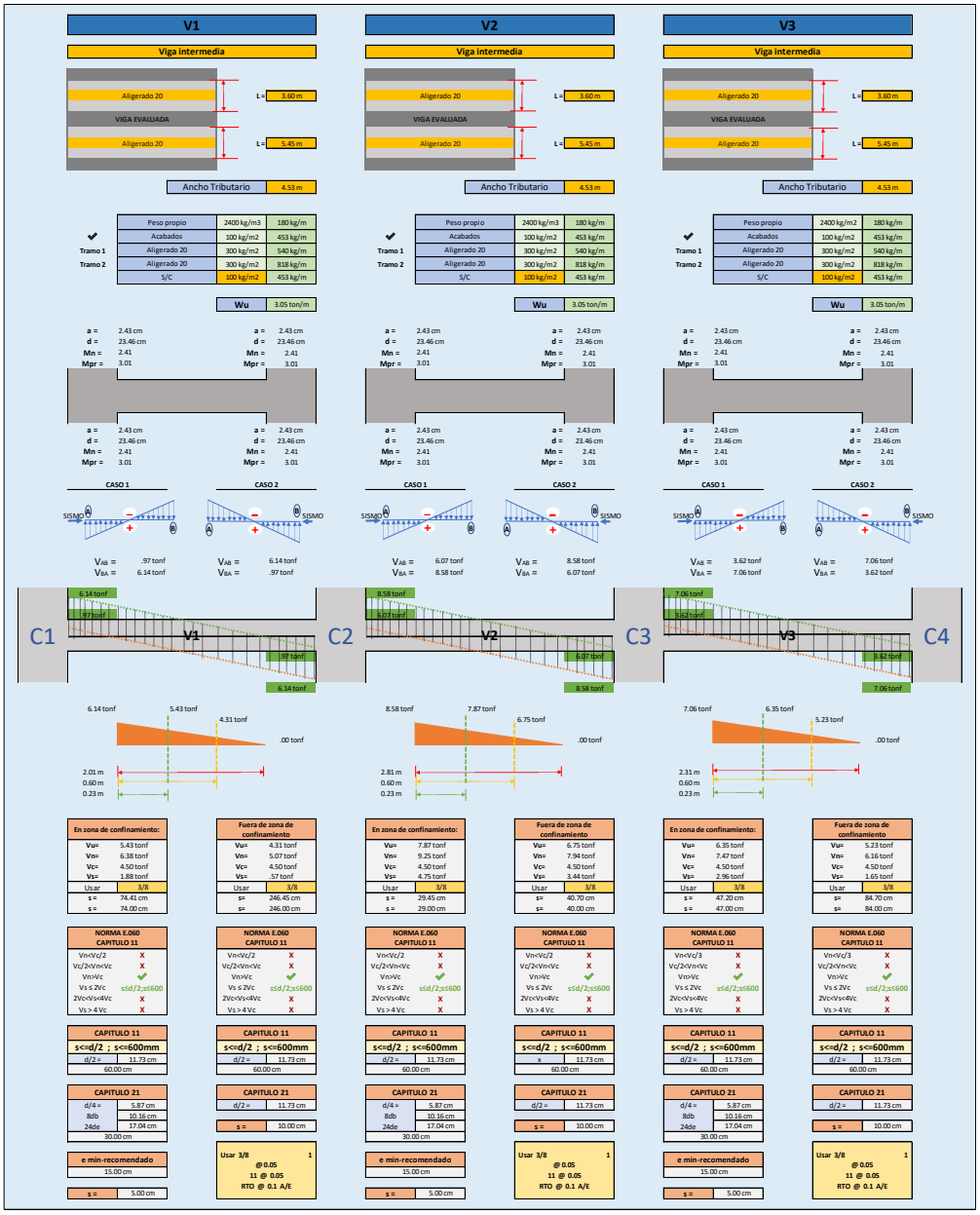
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.92	1.92	0.24	2.09	2.22	0.0030	0.0024	0.0163	0.0030	2.22
	Izq. Inf.	1.75	1.75	0.24	1.90	2.01	0.0027	0.0024	0.0163	0.0027	2.01
	Cnt. Sup.	0.40	0.48	0.24	0.50	0.54	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.43	0.48	0.24	0.50	0.54	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.82	1.82	0.24	1.97	2.10	0.0028	0.0024	0.0163	0.0028	2.10
	Der. Inf.	1.44	1.44	0.24	1.55	1.64	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V2	Izq. Sup.	1.26	1.26	0.24	1.35	1.43	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.54	0.63	0.24	0.66	0.71	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.33	0.24	0.35	0.37	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.65	0.65	0.24	0.69	0.73	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.33	1.33	0.24	1.43	1.52	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.51	0.67	0.24	0.70	0.75	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V3	Izq. Sup.	1.68	1.68	0.24	1.82	1.93	0.0026	0.0024	0.0163	0.0026	1.93
	Izq. Inf.	1.08	1.08	0.24	1.15	1.22	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.10	0.43	0.24	0.45	0.47	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.54	0.54	0.24	0.57	0.60	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.70	1.70	0.24	1.84	1.95	0.0026	0.0024	0.0163	0.0026	1.95
	Der. Inf.	1.37	1.37	0.24	1.47	1.56	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	1.81

ACERO CONTINUO	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Diseño por cortante



	V1	V2	V3
En zona de confinamiento: Vu=	5.43 tonf	7.87 tonf	6.35 tonf
Vn=	6.38 tonf	9.25 tonf	7.47 tonf
Vc=	4.50 tonf	4.50 tonf	4.50 tonf
Vs=	1.88 tonf	4.75 tonf	2.96 tonf
Usar	3/8	3/8	3/8
s =	74.41 cm	29.45 cm	47.20 cm
s =	74.00 cm	29.00 cm	47.00 cm
Fuera de zona de confinamiento Vu=	4.31 tonf	6.75 tonf	5.23 tonf
Vn=	5.07 tonf	7.94 tonf	6.16 tonf
Vc=	4.50 tonf	4.50 tonf	4.50 tonf
Vs=	.57 tonf	3.44 tonf	1.65 tonf
Usar	3/8	3/8	3/8
s=	246.45 cm	40.70 cm	84.70 cm
s=	246.00 cm	40.00 cm	84.00 cm
NORMA E.060 CAPITULO 11			
Vn<Vc/2	X	X	X
Vc/2<Vn<Vc	X	X	X
Vn>Vc	✓	✓	✓
Vs ≤ 2Vc	ssd/2;s≤600	ssd/2;s≤600	ssd/2;s≤600
2Vc<Vs<4Vc	X	X	X
Vs > 4 Vc	X	X	X
CAPITULO 11 s<=d/2 ; s<=600mm			
d/2 =	11.73 cm	11.73 cm	11.73 cm
	60.00 cm	60.00 cm	60.00 cm
CAPITULO 21			
d/4 =	5.87 cm	5.87 cm	5.87 cm
8db	10.16 cm	10.16 cm	10.16 cm
24de	17.04 cm	17.04 cm	17.04 cm
	30.00 cm	30.00 cm	30.00 cm
e min-recomendado	15.00 cm	15.00 cm	15.00 cm
s =	5.00 cm	5.00 cm	5.00 cm
s =	10.00 cm	10.00 cm	10.00 cm
Usar 3/8 @ 0.05 11 @ 0.05 RTO @ 0.1 A/E	1	1	1

CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

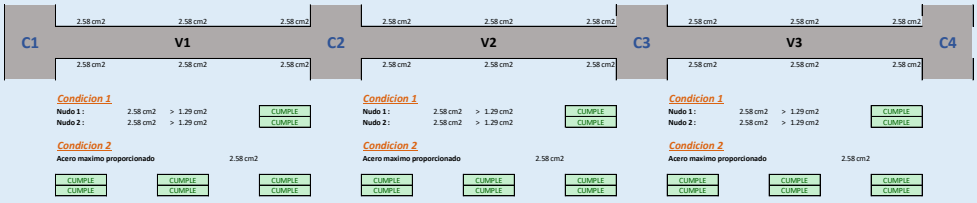
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2		
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE	
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE	
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE	
BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2		
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE	
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE	
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE	

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

Area de acero finales

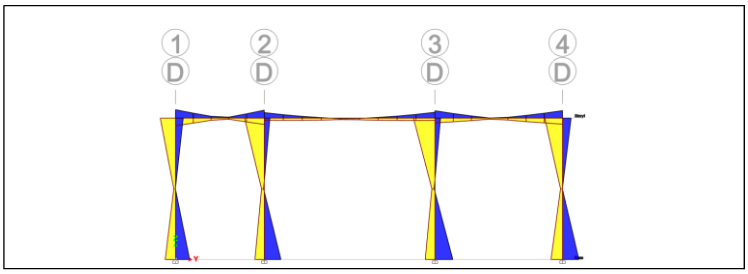


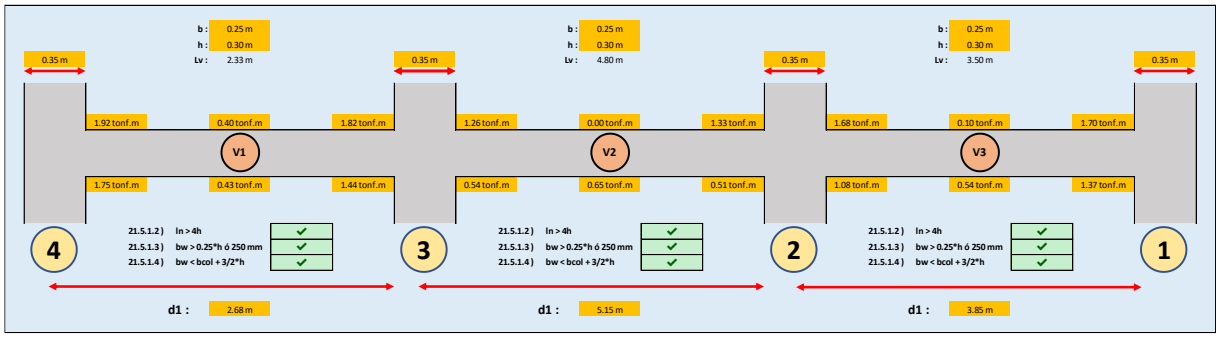
	V1	V2	V3
Condicion 1			
Nudo 1 :	2.58 cm2 > 1.29 cm2 CUMPLE	2.58 cm2 > 1.29 cm2 CUMPLE	2.58 cm2 > 1.29 cm2 CUMPLE
Nudo 2 :	2.58 cm2 > 1.29 cm2 CUMPLE	2.58 cm2 > 1.29 cm2 CUMPLE	2.58 cm2 > 1.29 cm2 CUMPLE
Condicion 2			
Acero maximo proporcionado	2.58 cm2	2.58 cm2	2.58 cm2
	CUMPLE CUMPLE / CUMPLE CUMPLE / CUMPLE CUMPLE	CUMPLE CUMPLE / CUMPLE CUMPLE / CUMPLE CUMPLE	CUMPLE CUMPLE / CUMPLE CUMPLE / CUMPLE CUMPLE

Tramos :	3

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
ɒrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje D

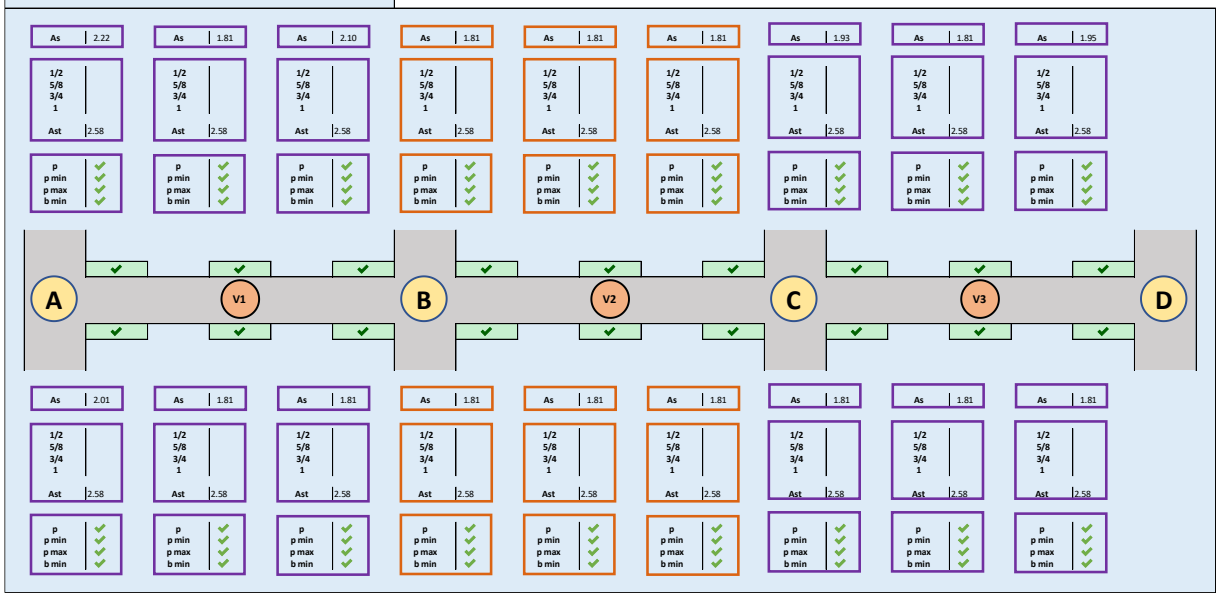




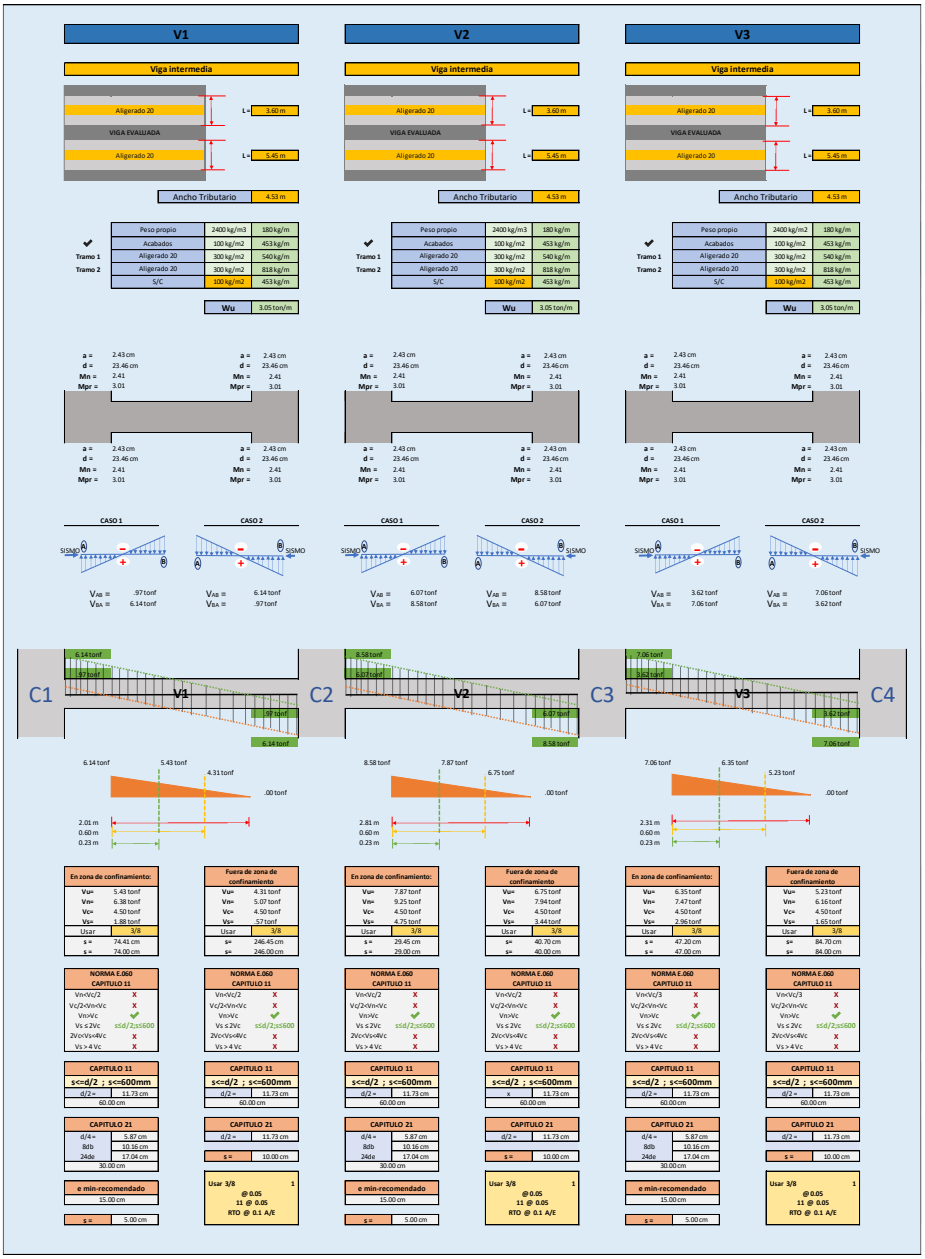
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.92	1.92	0.24	2.09	2.22	0.0030	0.0024	0.0163	0.0030	2.22
	Izq. Inf.	1.75	1.75	0.24	1.90	2.01	0.0027	0.0024	0.0163	0.0027	2.01
	Cnt. Sup.	0.40	0.48	0.24	0.50	0.54	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.43	0.48	0.24	0.50	0.54	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.82	1.82	0.24	1.97	2.10	0.0028	0.0024	0.0163	0.0028	2.10
	Der. Inf.	1.44	1.44	0.24	1.55	1.64	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V2	Izq. Sup.	1.26	1.26	0.24	1.35	1.43	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.54	0.63	0.24	0.66	0.71	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.33	0.24	0.35	0.37	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.65	0.65	0.24	0.69	0.73	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.33	1.33	0.24	1.43	1.52	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.51	0.67	0.24	0.70	0.75	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V3	Izq. Sup.	1.68	1.68	0.24	1.82	1.93	0.0026	0.0024	0.0163	0.0026	1.93
	Izq. Inf.	1.08	1.08	0.24	1.15	1.22	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.10	0.43	0.24	0.45	0.47	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.54	0.54	0.24	0.57	0.60	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.70	1.70	0.24	1.84	1.95	0.0026	0.0024	0.0163	0.0026	1.95
	Der. Inf.	1.37	1.37	0.24	1.47	1.56	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	1.81

ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

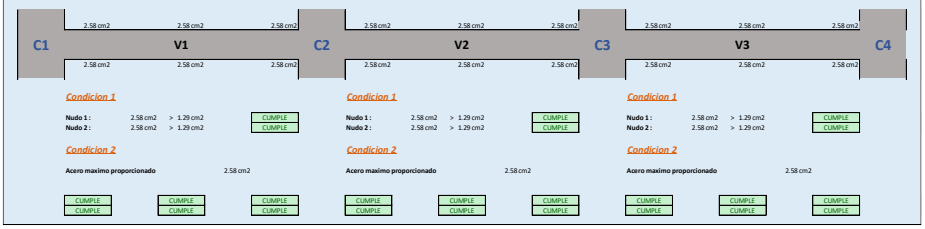
BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE

BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

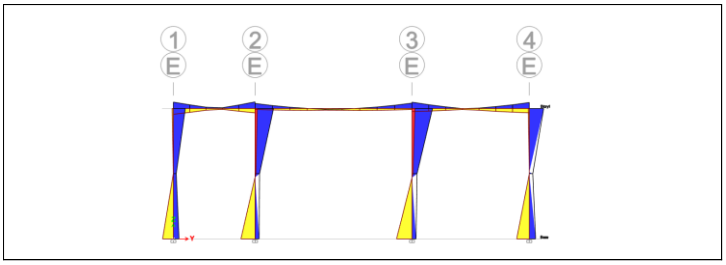
Area de acero finales

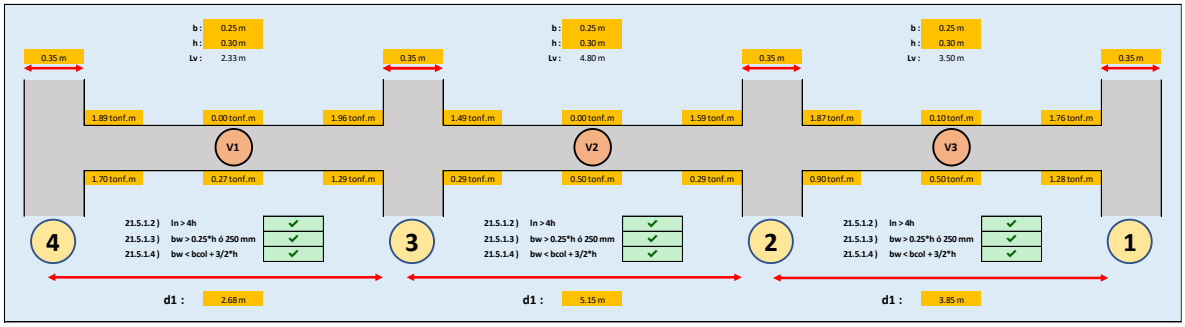


Tramos :	3

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
brimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

Eje E

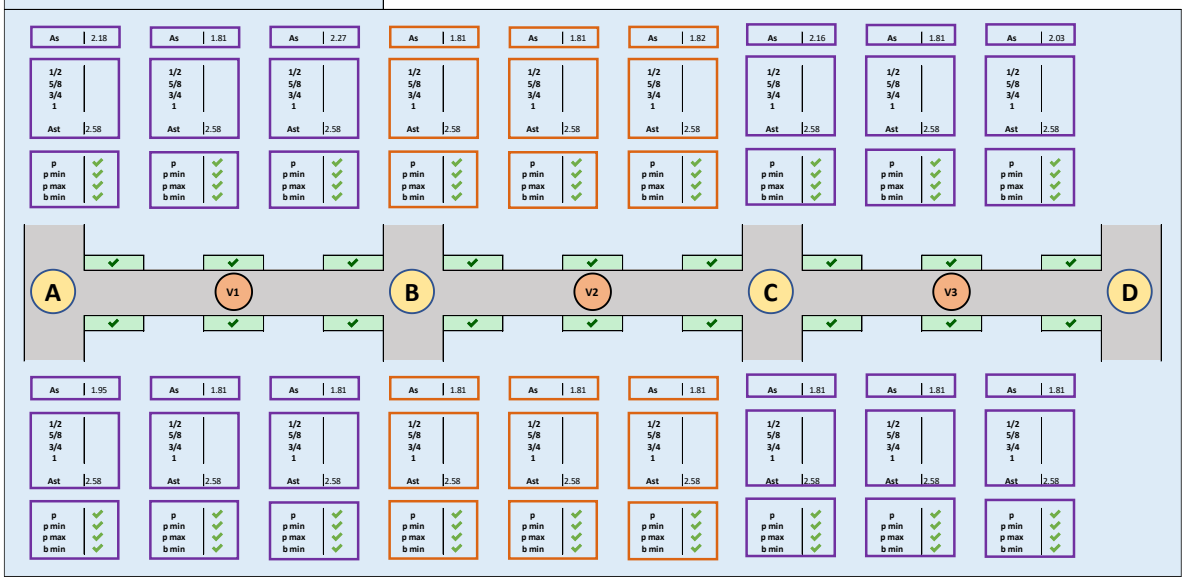




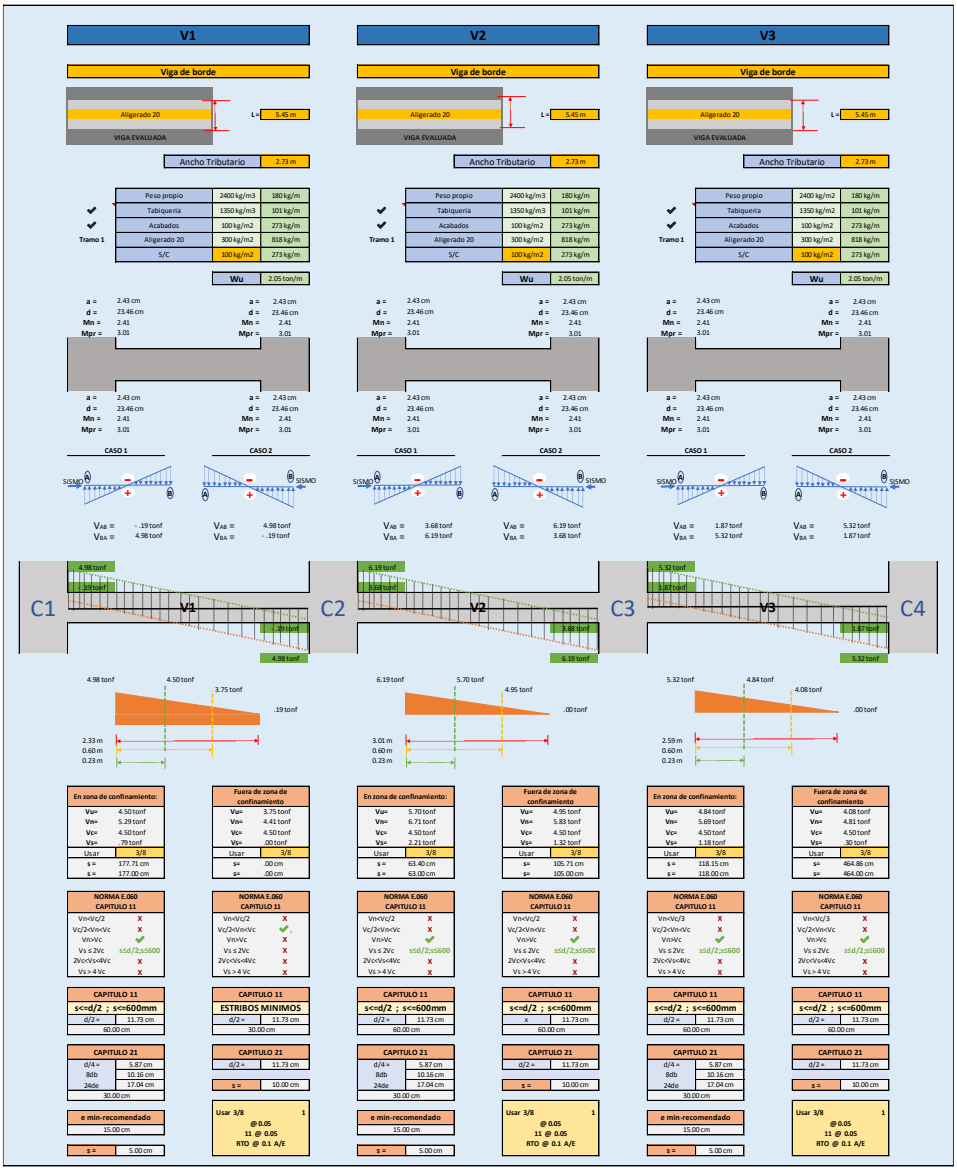
Diseño por flexión

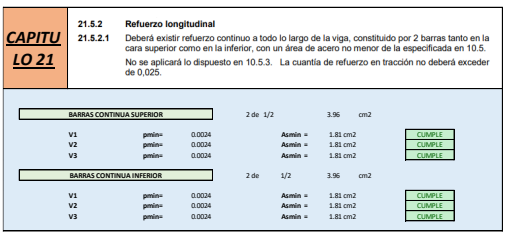
Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.89	1.89	0.24	2.05	2.18	0.0029	0.0024	0.0163	0.0029	2.18
	Izq. Inf.	1.70	1.70	0.24	1.84	1.95	0.0026	0.0024	0.0163	0.0026	1.95
	Cnt. Sup.	0.00	0.49	0.24	0.52	0.55	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.27	0.49	0.24	0.52	0.55	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.96	1.96	0.24	2.13	2.27	0.0030	0.0024	0.0163	0.0030	2.27
	Der. Inf.	1.29	1.29	0.24	1.38	1.47	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V2	Izq. Sup.	1.49	1.49	0.24	1.60	1.70	0.0023	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.29	0.75	0.24	0.79	0.84	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.40	0.24	0.42	0.44	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.50	0.50	0.24	0.53	0.56	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.59	1.59	0.24	1.72	1.82	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	1.82
	Der. Inf.	0.29	0.80	0.24	0.84	0.89	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V3	Izq. Sup.	1.87	1.87	0.24	2.03	2.16	0.0029	0.0024	0.0163	0.0029	2.16
	Izq. Inf.	0.90	0.94	0.24	0.99	1.06	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.10	0.47	0.24	0.49	0.52	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.50	0.50	0.24	0.53	0.56	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.76	1.76	0.24	1.91	2.03	0.0027	0.0024	0.0163	0.0027	2.03
	Der. Inf.	1.28	1.28	0.24	1.37	1.46	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81

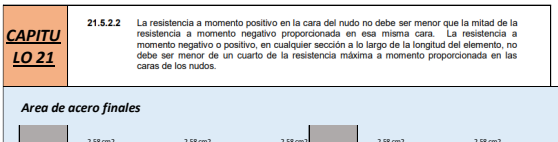
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2

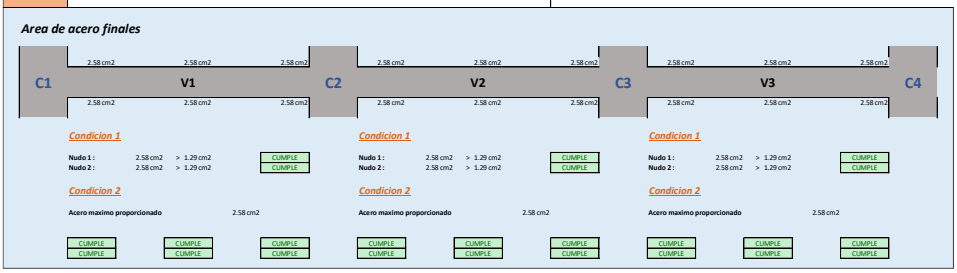


Diseño por cortante





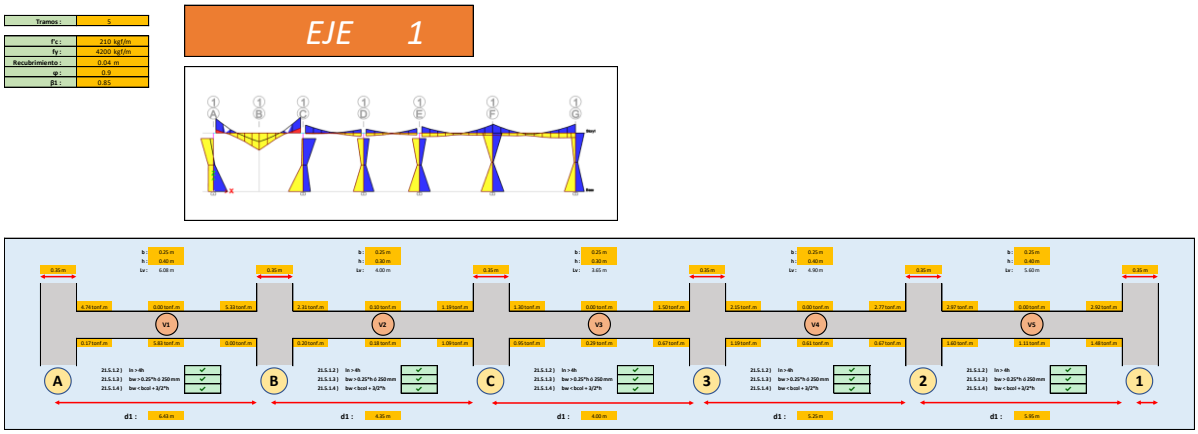




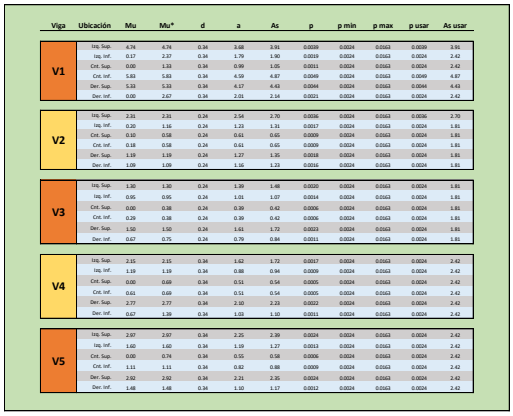
Fuente: Elaboración propia.

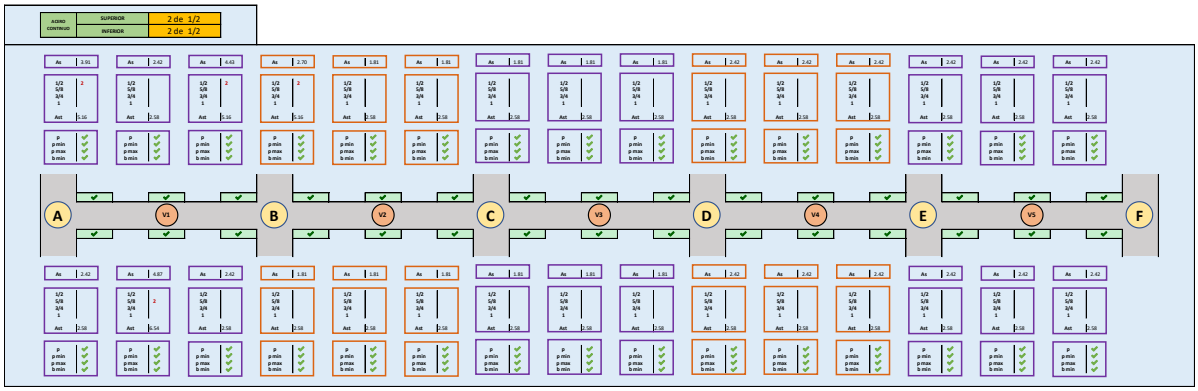
4.3.5 Diseño de vigas del bloque E

Tabla 76: Diseño de vigas del Bloque E

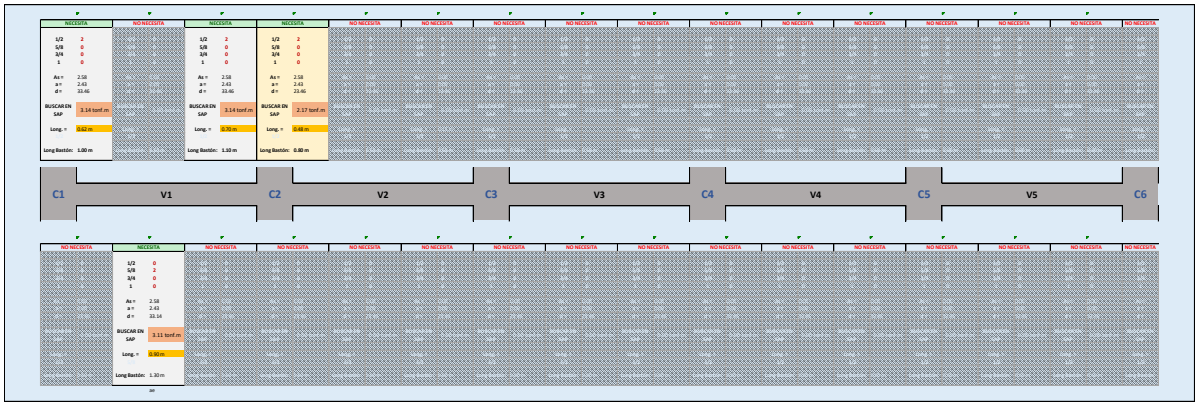


Diseño por flexión

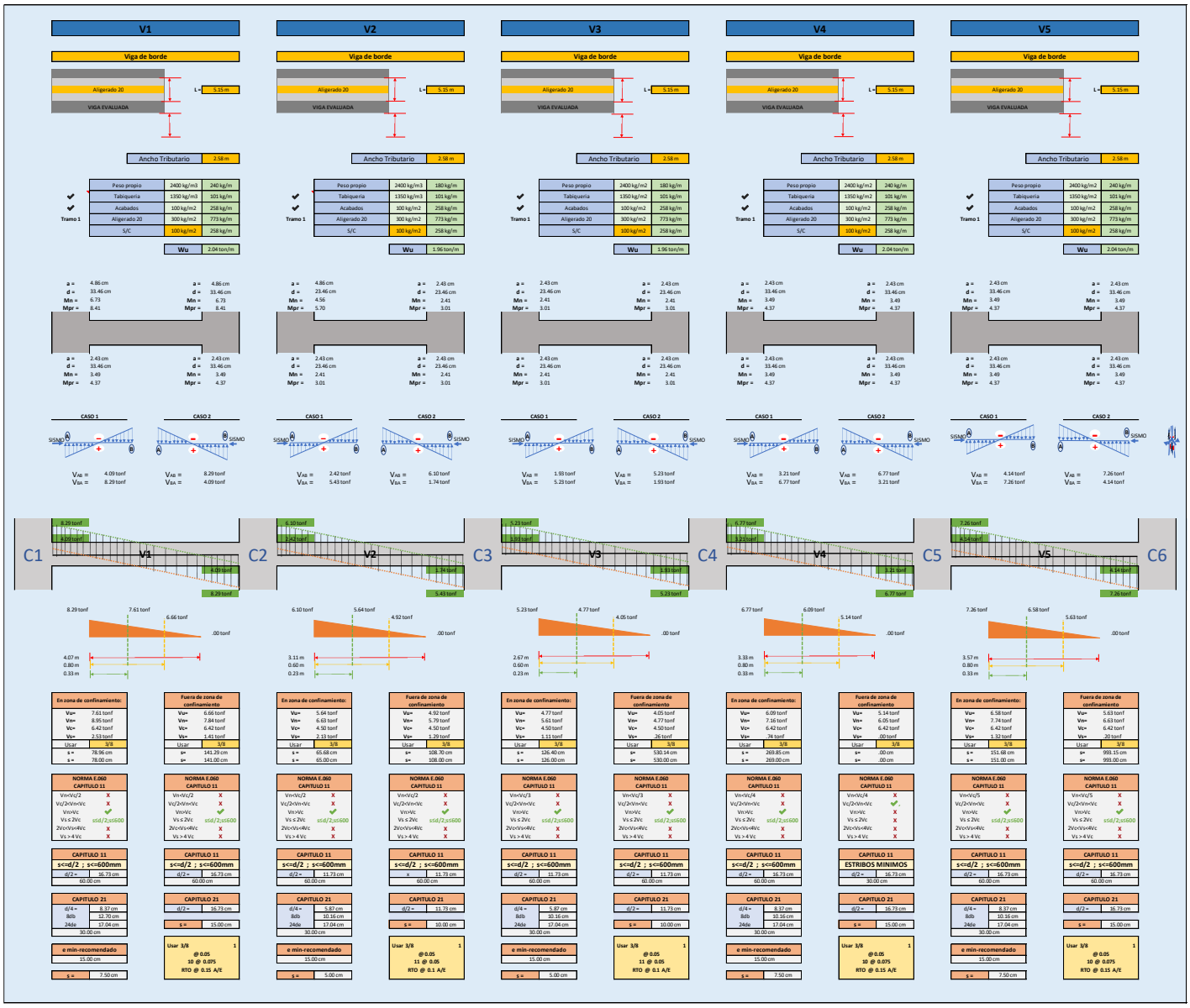




Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

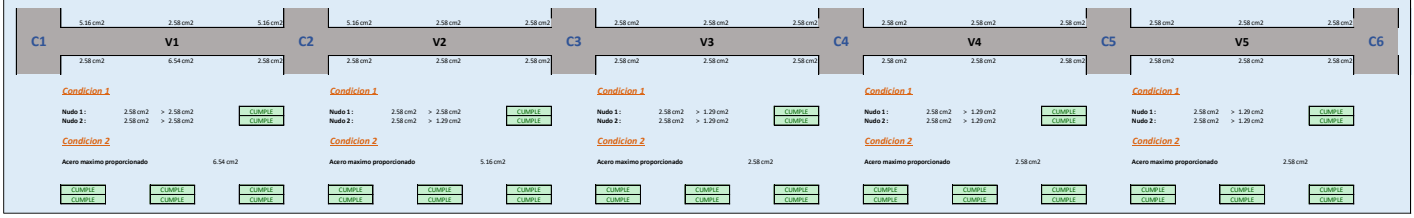
BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 2.42 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 2.42 cm2	CUMPLE
V5	pmin= 0.0024	Asmin = 2.42 cm2	CUMPLE

BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 2.42 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 2.42 cm2	CUMPLE
V5	pmin= 0.0024	Asmin = 2.42 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

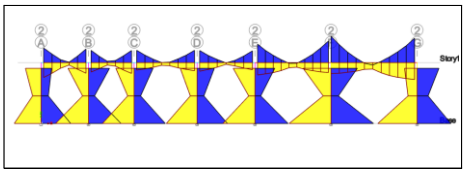
Area de acero finales

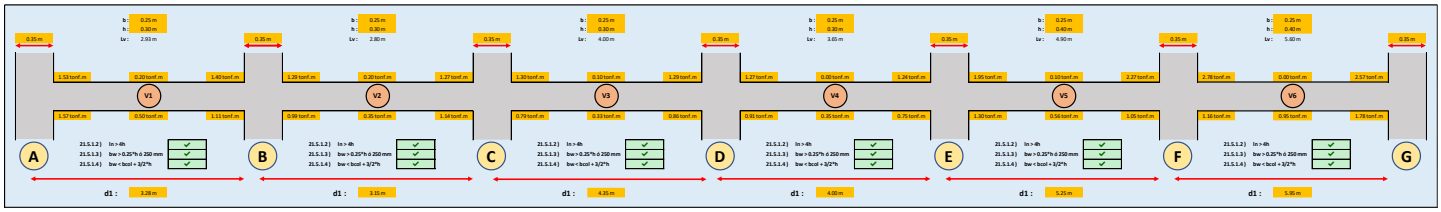


Tramos :	6

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
rimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE 2

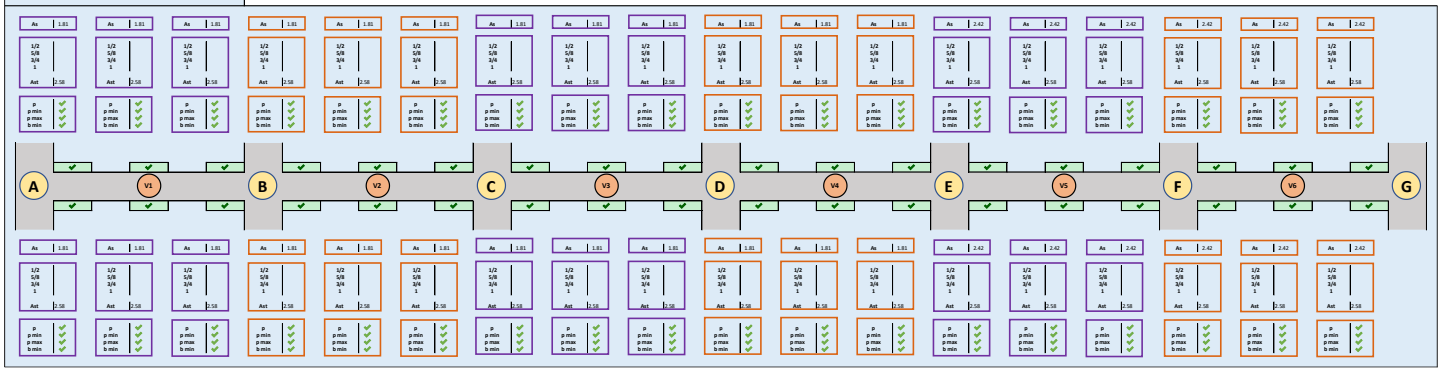




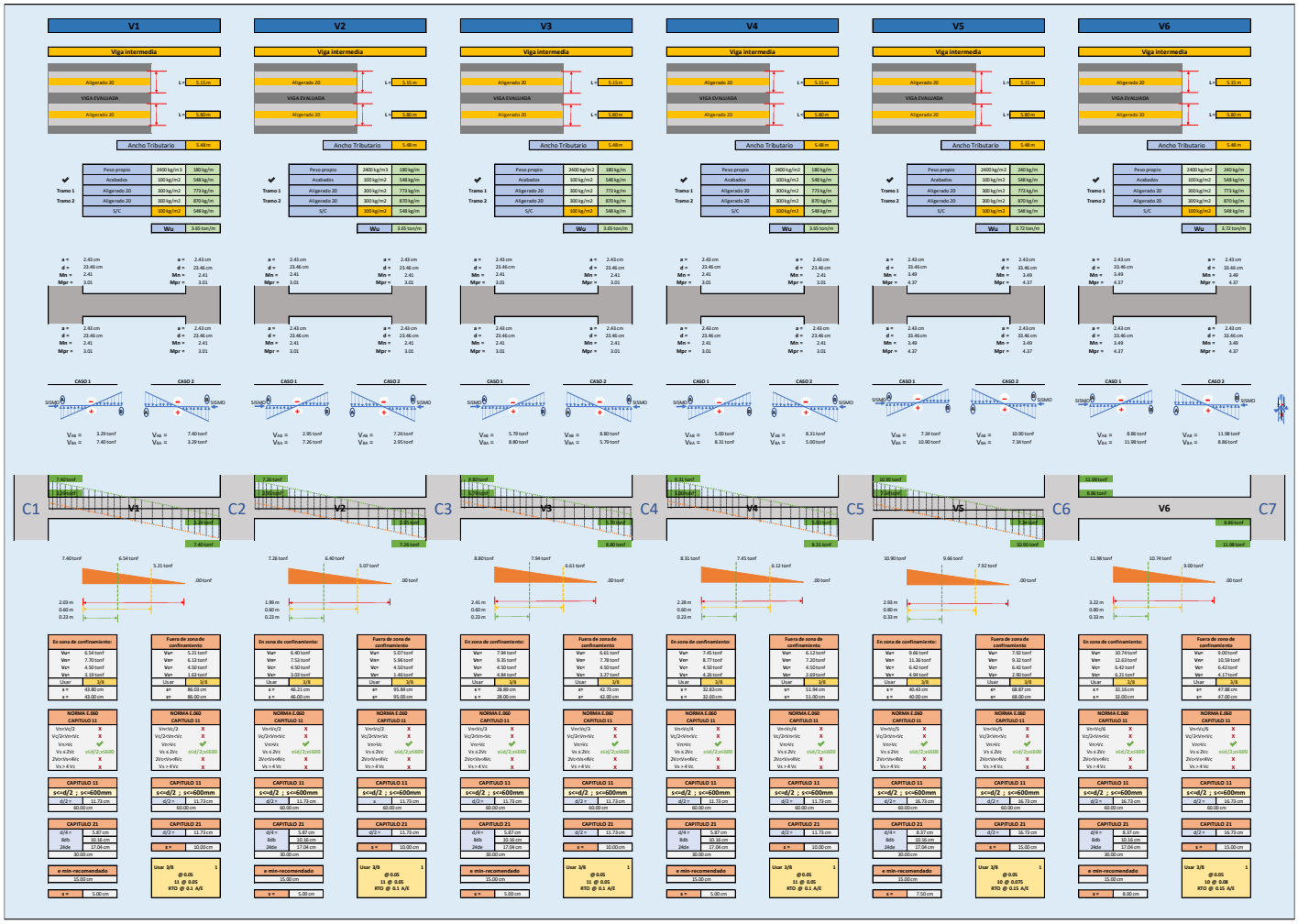
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.53	1.53	0.24	1.65	1.75	0.0023	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	1.57	1.57	0.24	1.69	1.80	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.20	0.39	0.24	0.41	0.44	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.50	0.50	0.24	0.53	0.56	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.40	1.40	0.24	1.50	1.60	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	1.11	1.11	0.24	1.18	1.26	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V2	Izq. Sup.	1.29	1.29	0.24	1.38	1.47	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.99	0.99	0.24	1.05	1.12	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.20	0.32	0.24	0.34	0.36	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.35	0.35	0.24	0.37	0.39	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.27	1.27	0.24	1.36	1.44	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	1.14	1.14	0.24	1.22	1.30	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V3	Izq. Sup.	1.30	1.30	0.24	1.39	1.48	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.79	0.79	0.24	0.84	0.89	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.10	0.33	0.24	0.34	0.36	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.33	0.33	0.24	0.35	0.37	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.29	1.29	0.24	1.38	1.47	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.86	0.86	0.24	0.91	0.97	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V4	Izq. Sup.	1.27	1.27	0.24	1.36	1.44	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.91	0.91	0.24	0.97	1.03	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.32	0.24	0.33	0.35	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.35	0.35	0.24	0.37	0.39	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.24	1.24	0.24	1.33	1.41	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.75	0.75	0.24	0.79	0.84	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V5	Izq. Sup.	1.95	1.95	0.34	1.46	1.55	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.42
	Izq. Inf.	1.30	1.30	0.34	0.97	1.03	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.42
	Cnt. Sup.	0.10	0.57	0.34	0.42	0.45	0.0004	0.0024	0.0163	0.0024	2.42
	Cnt. Inf.	0.56	0.57	0.34	0.42	0.45	0.0004	0.0024	0.0163	0.0024	2.42
	Der. Sup.	2.27	2.27	0.34	1.71	1.82	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	2.42
	Der. Inf.	1.05	1.14	0.34	0.84	0.90	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	2.42
V6	Izq. Sup.	2.78	2.78	0.34	2.11	2.24	0.0022	0.0024	0.0217	0.0024	2.42
	Izq. Inf.	1.16	1.39	0.34	1.04	1.10	0.0011	0.0024	0.0217	0.0024	2.42
	Cnt. Sup.	0.00	0.70	0.34	0.51	0.55	0.0005	0.0024	0.0217	0.0024	2.42
	Cnt. Inf.	0.95	0.95	0.34	0.70	0.75	0.0007	0.0024	0.0217	0.0024	2.42
	Der. Sup.	2.57	2.57	0.34	1.96	2.06	0.0021	0.0024	0.0217	0.0024	2.42
	Der. Inf.	1.78	1.78	0.34	1.33	1.42	0.0014	0.0024	0.0217	0.0024	2.42

ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0.025.

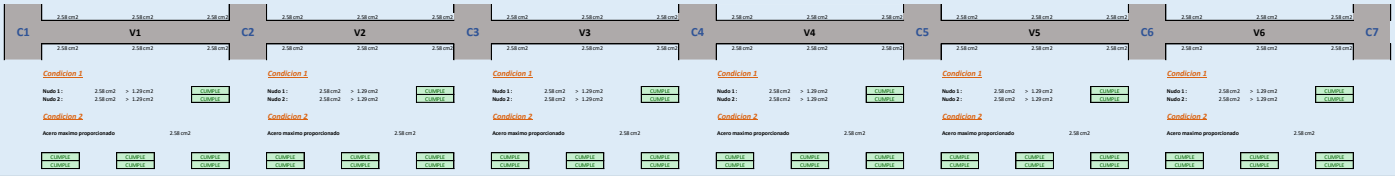
BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V5	pmin= 0.0024	Asmin = 2.42 cm2	CUMPLE
V6	pmin= 0.0024	Asmin = 2.42 cm2	CUMPLE

BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V5	pmin= 0.0024	Asmin = 2.42 cm2	CUMPLE
V6	pmin= 0.0024	Asmin = 2.42 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

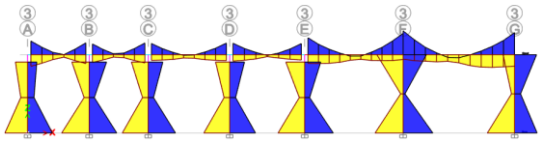
Area de acero finales

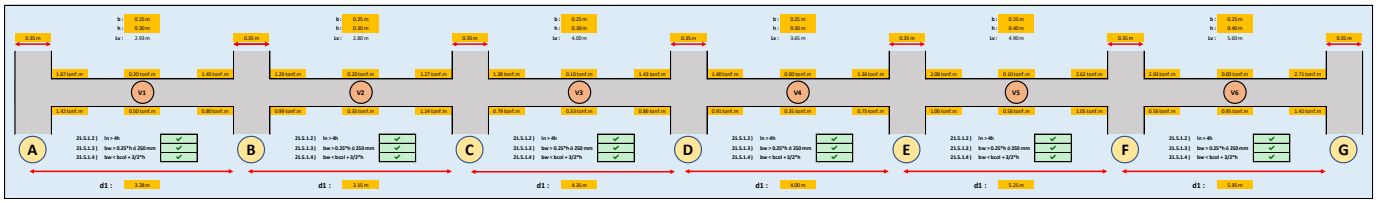


Tramos :	6

f'c :	210 kgf/cm
fy :	4200 kgf/cm
Recubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE 3

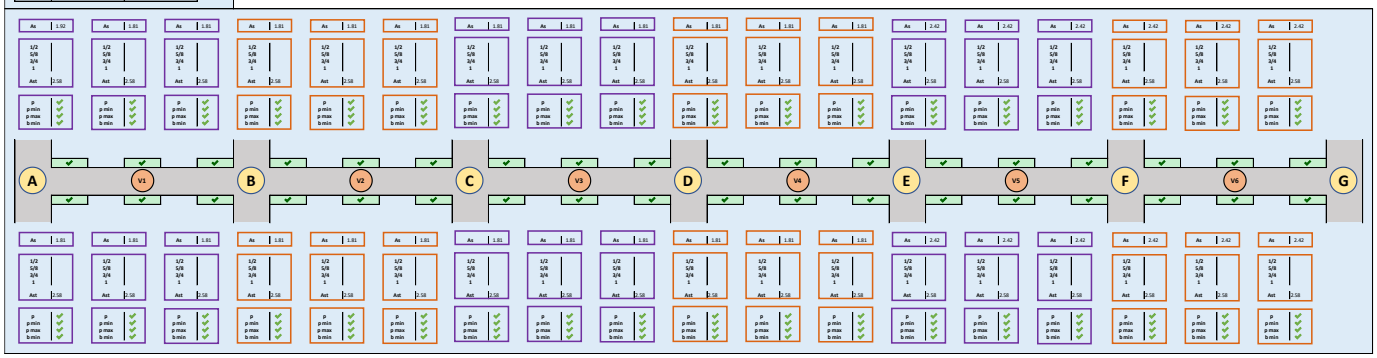




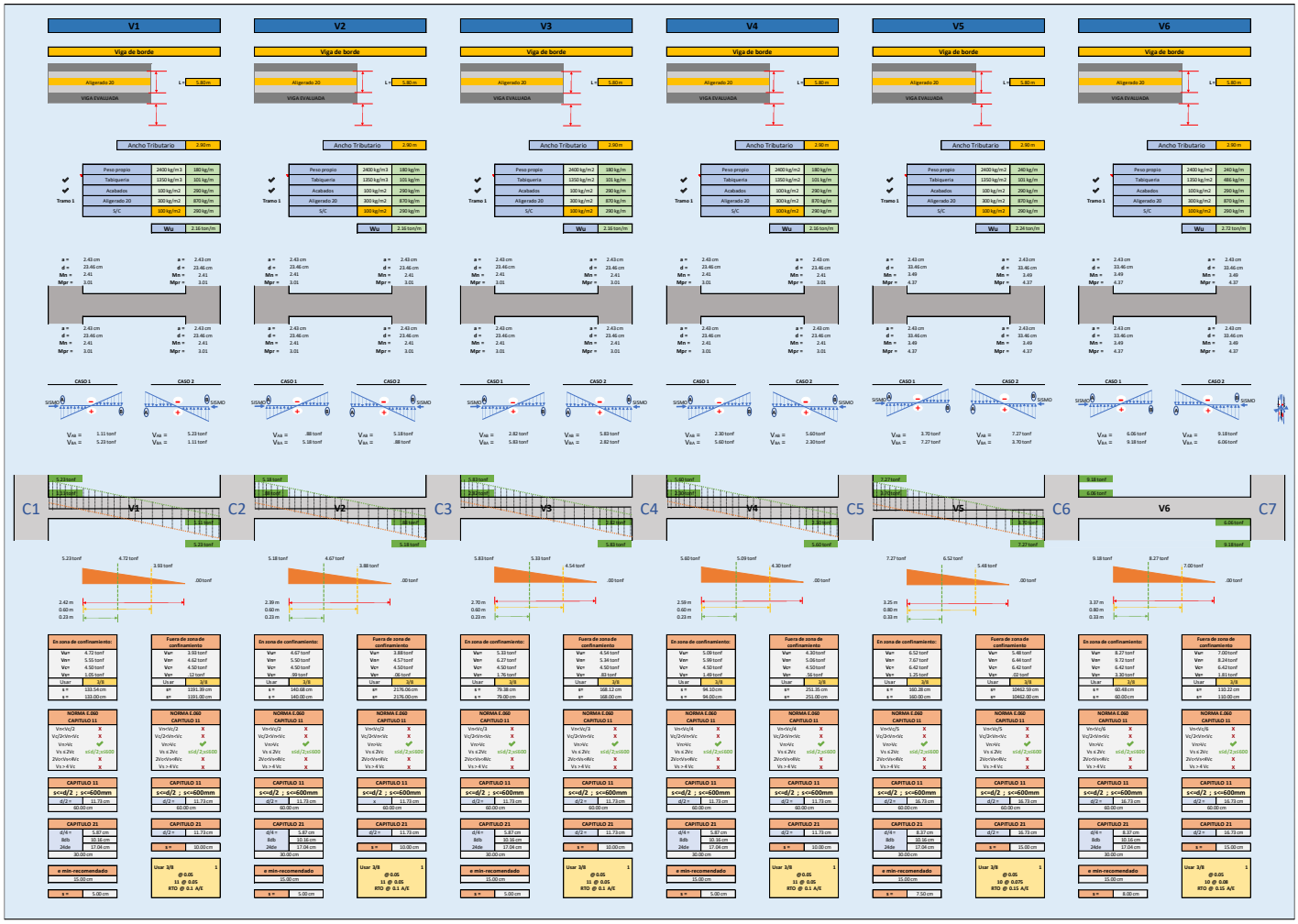
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.67	1.67	0.24	1.80	1.92	0.0026	0.0024	0.0163	0.0026	1.92
	Izq. Inf.	1.42	1.42	0.24	1.53	1.62	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.20	0.42	0.24	0.44	0.47	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.50	0.50	0.24	0.53	0.56	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.45	1.45	0.24	1.56	1.66	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.80	0.80	0.24	0.85	0.90	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V2	Izq. Sup.	1.29	1.29	0.24	1.38	1.47	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.99	0.99	0.24	1.05	1.12	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.20	0.32	0.24	0.34	0.36	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.35	0.35	0.24	0.37	0.39	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.27	1.27	0.24	1.36	1.44	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	1.14	1.14	0.24	1.22	1.30	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V3	Izq. Sup.	1.38	1.38	0.24	1.48	1.57	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.79	0.79	0.24	0.84	0.89	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.10	0.36	0.24	0.37	0.40	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.33	0.36	0.24	0.37	0.40	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.43	1.43	0.24	1.54	1.63	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.86	0.86	0.24	0.91	0.97	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V4	Izq. Sup.	1.40	1.40	0.24	1.50	1.60	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.91	0.91	0.24	0.97	1.03	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.35	0.24	0.37	0.39	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.35	0.35	0.24	0.37	0.39	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.36	1.36	0.24	1.46	1.55	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.75	0.75	0.24	0.79	0.84	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V5	Izq. Sup.	2.08	2.08	0.34	1.56	1.66	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	2.42
	Izq. Inf.	1.06	1.06	0.34	0.79	0.84	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	2.42
	Cnt. Sup.	0.10	0.66	0.34	0.48	0.51	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	2.42
	Cnt. Inf.	0.56	0.66	0.34	0.48	0.51	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	2.42
	Der. Sup.	2.62	2.62	0.34	1.98	2.10	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	2.42
	Der. Inf.	1.05	1.31	0.34	0.98	1.04	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.42
V6	Izq. Sup.	2.93	2.93	0.34	2.22	2.36	0.0024	0.0024	0.0217	0.0024	2.42
	Izq. Inf.	0.56	1.47	0.34	1.09	1.16	0.0012	0.0024	0.0217	0.0024	2.42
	Cnt. Sup.	0.10	0.73	0.34	0.54	0.58	0.0006	0.0024	0.0217	0.0024	2.42
	Cnt. Inf.	0.95	0.95	0.34	0.70	0.75	0.0007	0.0024	0.0217	0.0024	2.42
	Der. Sup.	2.71	2.71	0.34	2.05	2.18	0.0022	0.0024	0.0217	0.0024	2.42
	Der. Inf.	1.41	1.41	0.34	1.05	1.11	0.0011	0.0024	0.0217	0.0024	2.42

ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0.025.

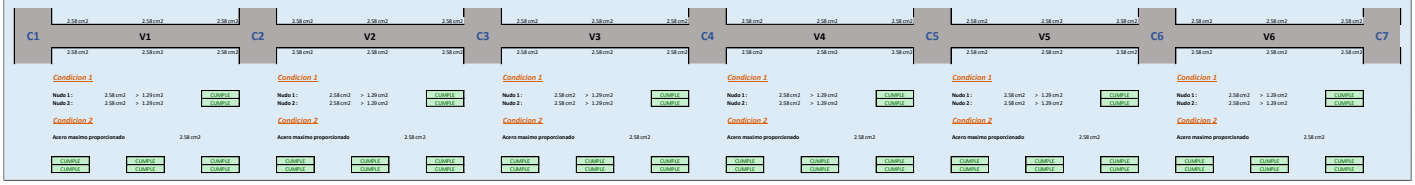
BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V5	pmin= 0.0024	Asmin = 2.42 cm2	CUMPLE
V6	pmin= 0.0024	Asmin = 2.42 cm2	CUMPLE

BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V5	pmin= 0.0024	Asmin = 2.42 cm2	CUMPLE
V6	pmin= 0.0024	Asmin = 2.42 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

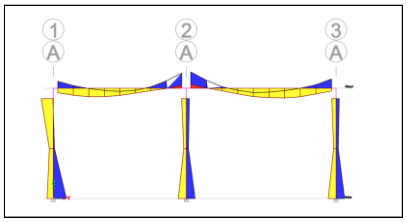
Area de acero finales

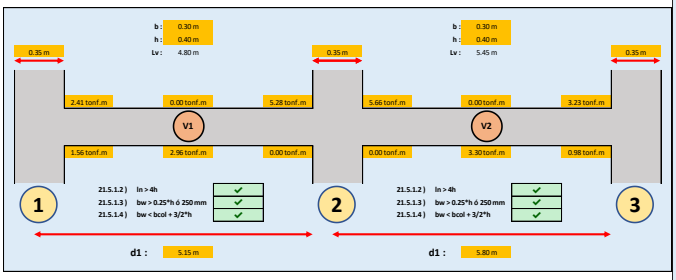


Tramos :	2

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
recubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE A

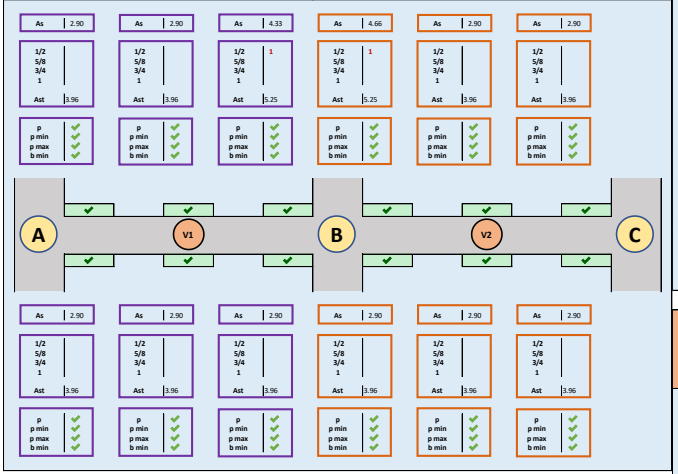




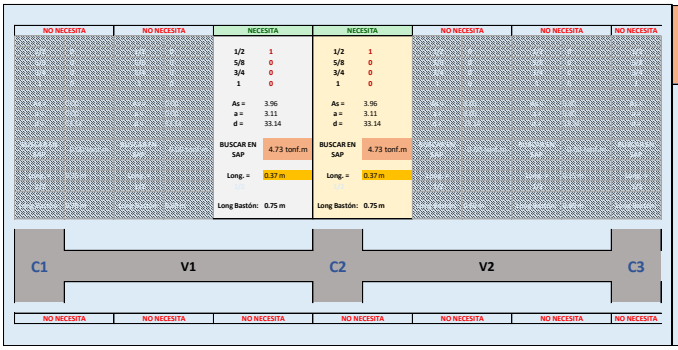
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	2.41	2.41	0.34	1.51	1.92	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Izq. Inf.	1.56	1.56	0.34	0.97	1.23	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.32	0.34	0.82	1.04	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	2.96	2.96	0.34	1.86	2.37	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	5.28	5.28	0.34	3.40	4.33	0.0036	0.0024	0.0163	0.0036	4.33
	Der. Inf.	0.00	2.64	0.34	1.65	2.11	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
V2	Izq. Sup.	5.66	5.66	0.34	3.66	4.66	0.0039	0.0024	0.0163	0.0039	4.66
	Izq. Inf.	0.00	2.83	0.34	1.78	2.27	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.42	0.34	0.88	1.12	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	3.30	3.30	0.34	2.08	2.65	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	3.23	3.23	0.34	2.04	2.60	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Inf.	0.98	1.62	0.34	1.00	1.28	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

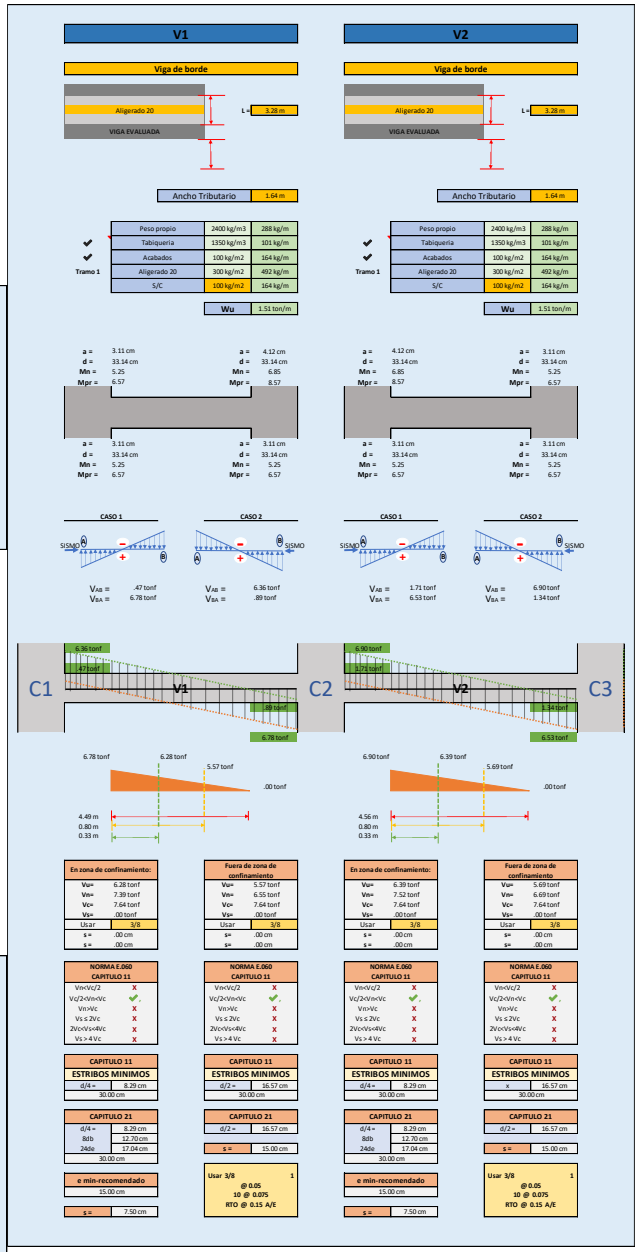
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

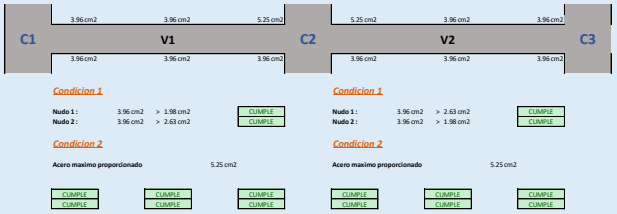
BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 5/8	3.96 cm2		
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE	
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE	

BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 5/8	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

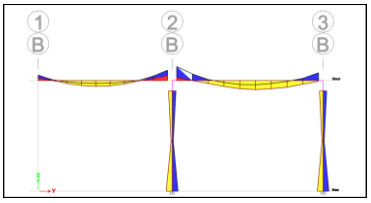
21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

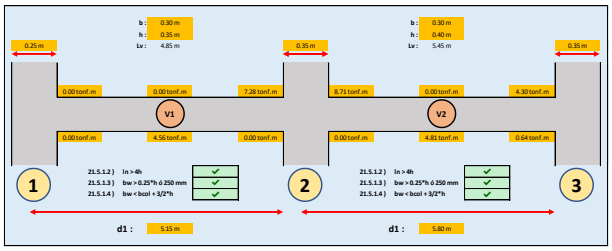
Area de acero finales



Tramos :	2
f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
imiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

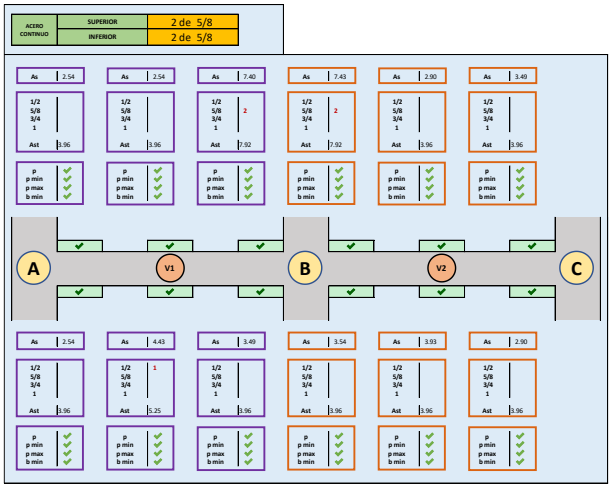
EJE B



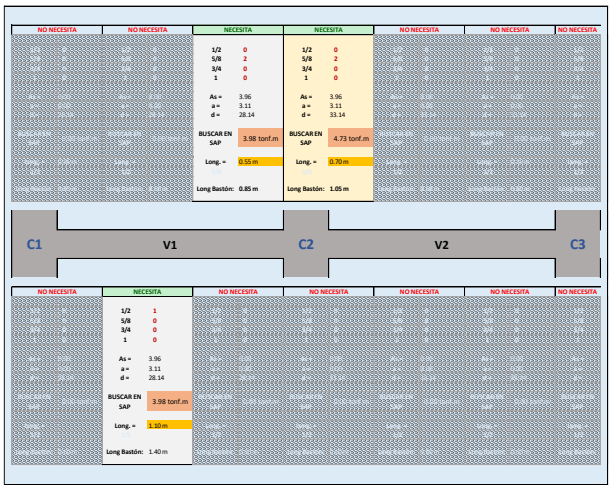


Diseño por flexión

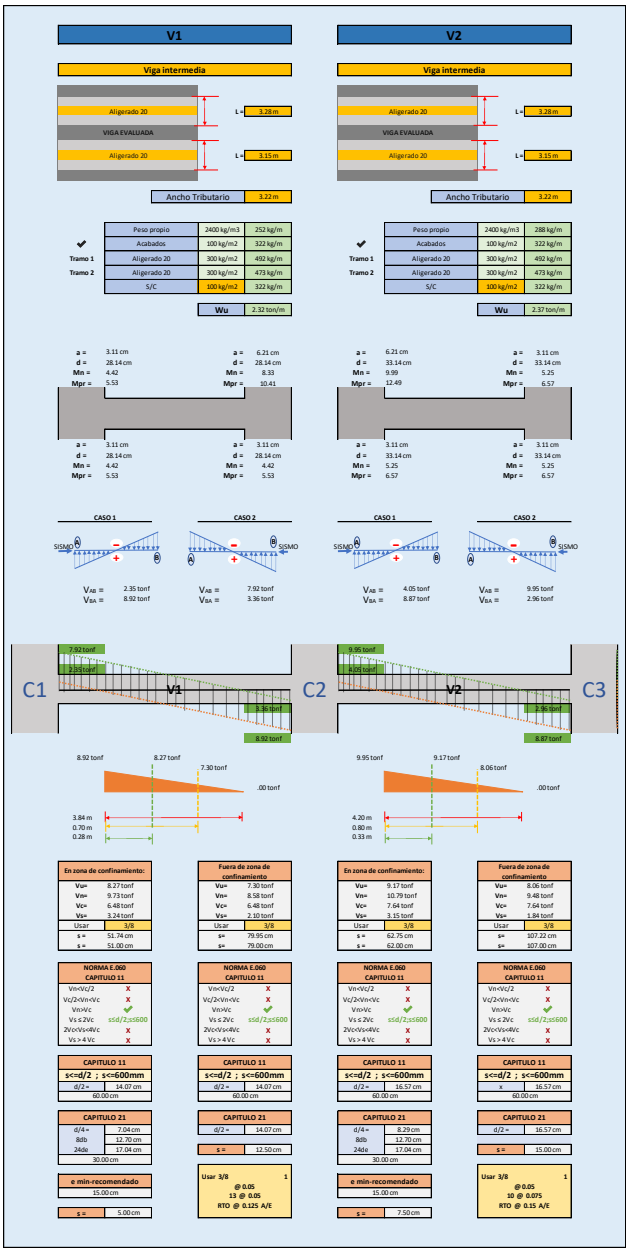
Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	0.00	1.82	0.29	1.34	1.70	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.54
	Izq. Inf.	0.00	1.82	0.29	1.34	1.70	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.54
	Cnt. Sup.	0.00	1.82	0.29	1.34	1.70	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.54
	Cnt. Inf.	4.56	4.56	0.29	3.48	4.43	0.0042	0.0024	0.0163	0.0042	4.43
	Der. Sup.	7.28	7.28	0.29	5.80	7.40	0.0070	0.0024	0.0163	0.0070	7.40
	Der. Inf.	0.00	3.64	0.29	2.74	3.49	0.0033	0.0024	0.0163	0.0033	3.49
V2	Izq. Sup.	8.71	8.71	0.34	5.83	7.43	0.0062	0.0024	0.0163	0.0062	7.43
	Izq. Inf.	0.00	4.36	0.34	2.78	3.54	0.0029	0.0024	0.0163	0.0029	3.54
	Cnt. Sup.	0.00	2.18	0.34	1.36	1.73	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	4.81	4.81	0.34	3.08	3.93	0.0033	0.0024	0.0163	0.0033	3.93
	Der. Sup.	4.30	4.30	0.34	2.74	3.49	0.0029	0.0024	0.0163	0.0029	3.49
	Der. Inf.	0.64	2.18	0.34	1.36	1.73	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	2.90



Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

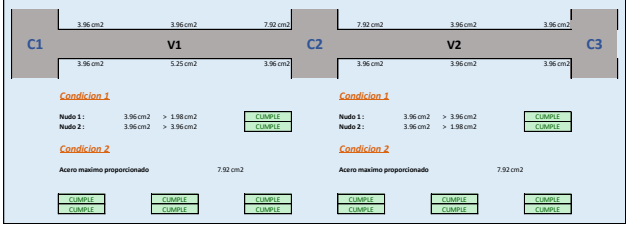
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 5/8	3.96 cm2		
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 2.54 cm2		CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2		CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 5/8	3.96 cm2		
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 2.54 cm2		CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2		CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

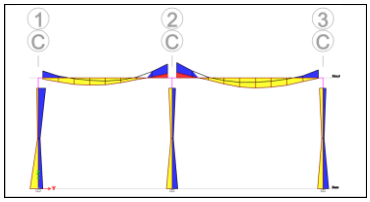
Area de acero finales

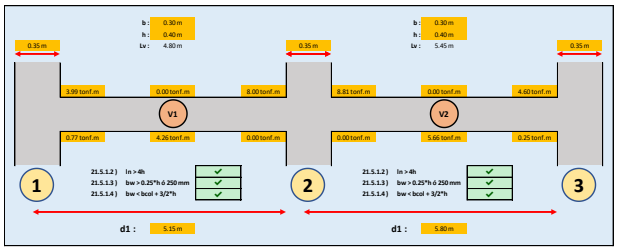


Tramos :	2

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
Recubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE C

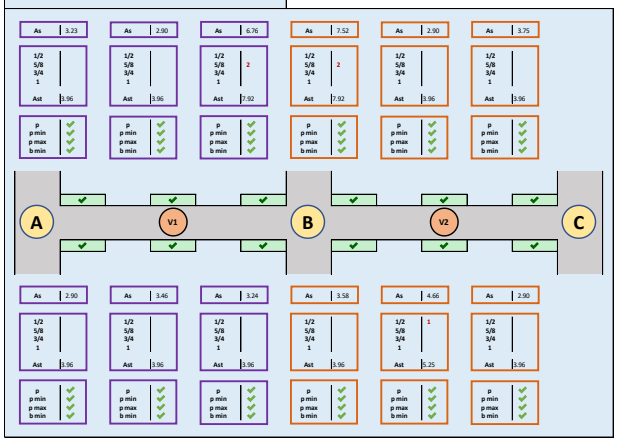




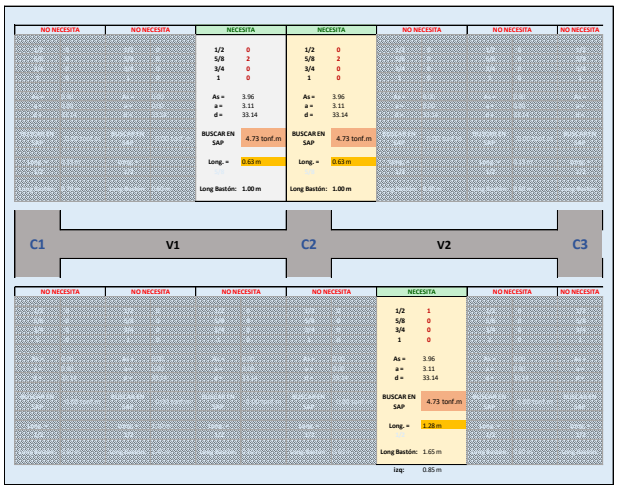
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	3.99	3.99	0.34	2.53	3.23	0.0027	0.0024	0.0163	0.0027	3.23
	Izq. Inf.	0.77	2.00	0.34	1.25	1.59	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	2.00	0.34	1.25	1.59	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	4.26	4.26	0.34	2.71	3.46	0.0029	0.0024	0.0163	0.0029	3.46
	Der. Sup.	8.00	8.00	0.34	5.31	6.76	0.0056	0.0024	0.0163	0.0056	6.76
	Der. Inf.	0.00	4.00	0.34	2.54	3.24	0.0027	0.0024	0.0163	0.0027	3.24
V2	Izq. Sup.	8.81	8.81	0.34	5.90	7.52	0.0063	0.0024	0.0163	0.0063	7.52
	Izq. Inf.	0.00	4.41	0.34	2.81	3.58	0.0030	0.0024	0.0163	0.0030	3.58
	Cnt. Sup.	0.00	2.20	0.34	1.37	1.75	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	5.66	5.66	0.34	3.66	4.66	0.0039	0.0024	0.0163	0.0039	4.66
	Der. Sup.	4.60	4.60	0.34	2.94	3.75	0.0031	0.0024	0.0163	0.0031	3.75
	Der. Inf.	0.25	2.30	0.34	1.44	1.83	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

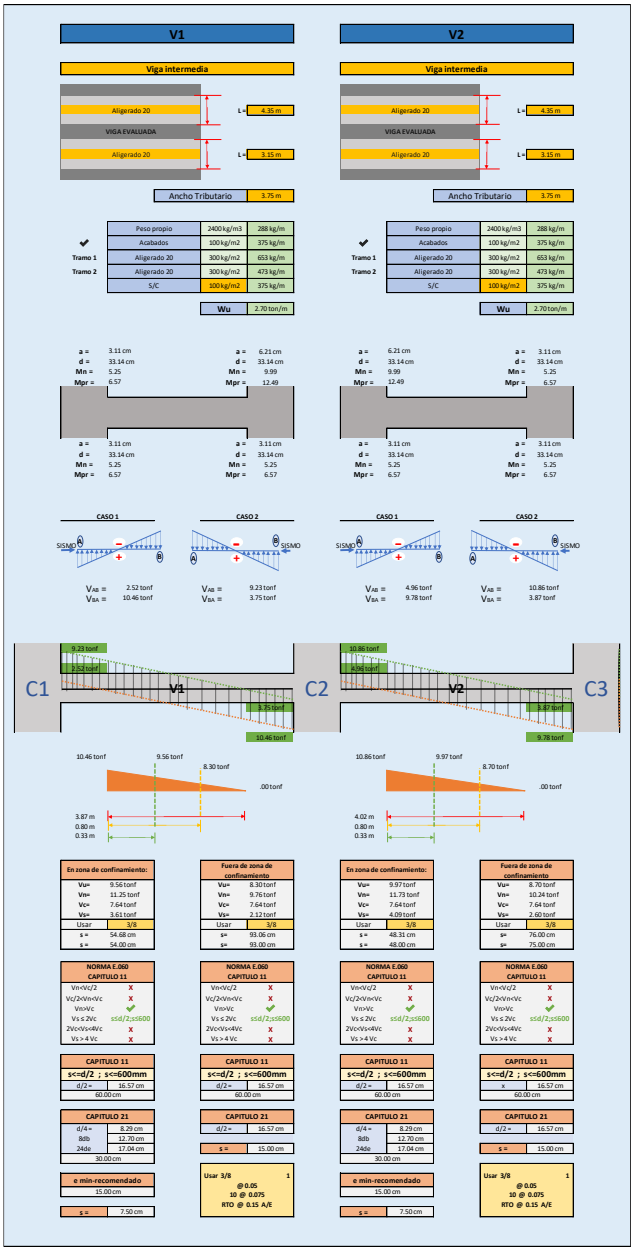
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

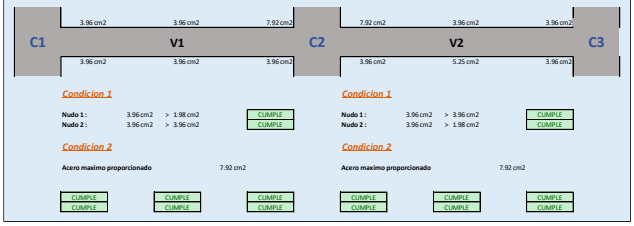
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 5/8	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 5/8	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

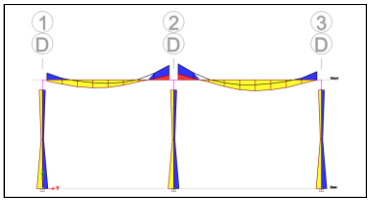
Area de acero finales

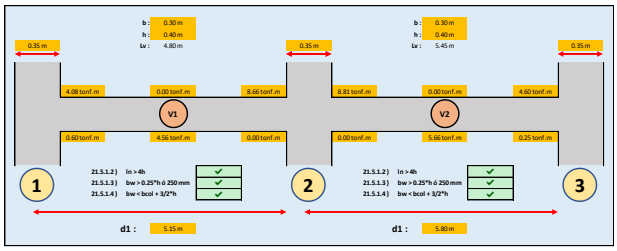


Tramos :	2

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
Recubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE D

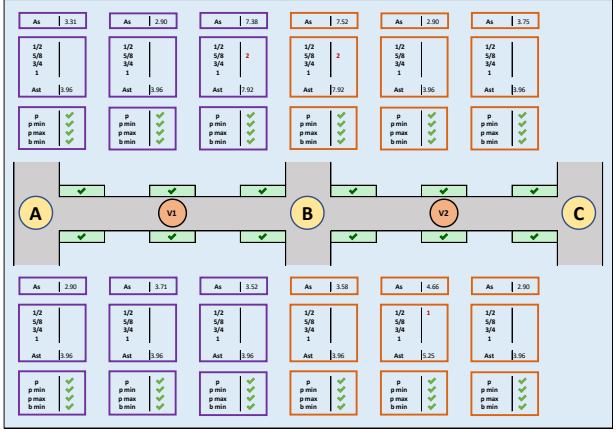




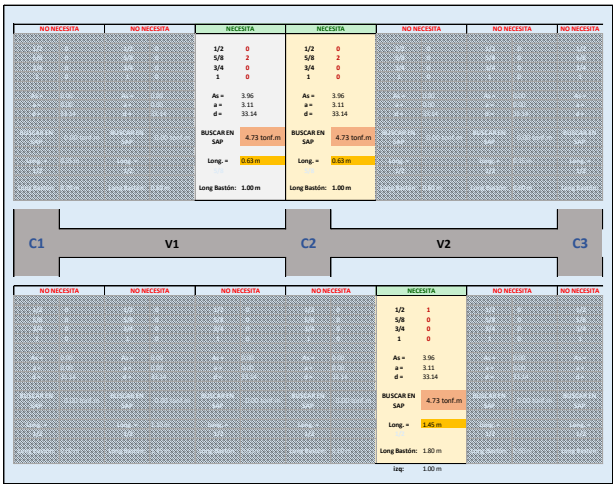
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	4.08	4.08	0.34	2.59	3.31	0.0028	0.0024	0.0163	0.0028	3.31
	Izq. Inf.	0.60	2.17	0.34	1.35	1.72	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	2.17	0.34	1.35	1.72	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	4.56	4.56	0.34	2.91	3.71	0.0031	0.0024	0.0163	0.0031	3.71
	Der. Sup.	8.66	8.66	0.34	5.79	7.38	0.0061	0.0024	0.0163	0.0061	7.38
	Der. Inf.	0.00	4.33	0.34	2.76	3.52	0.0029	0.0024	0.0163	0.0029	3.52
V2	Izq. Sup.	8.81	8.81	0.34	5.90	7.52	0.0063	0.0024	0.0163	0.0063	7.52
	Izq. Inf.	0.00	4.41	0.34	2.81	3.58	0.0030	0.0024	0.0163	0.0030	3.58
	Cnt. Sup.	0.00	2.20	0.34	1.37	1.75	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	5.66	5.66	0.34	3.66	4.66	0.0039	0.0024	0.0163	0.0039	4.66
	Der. Sup.	4.60	4.60	0.34	2.94	3.75	0.0031	0.0024	0.0163	0.0031	3.75
	Der. Inf.	0.25	2.30	0.34	1.44	1.83	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

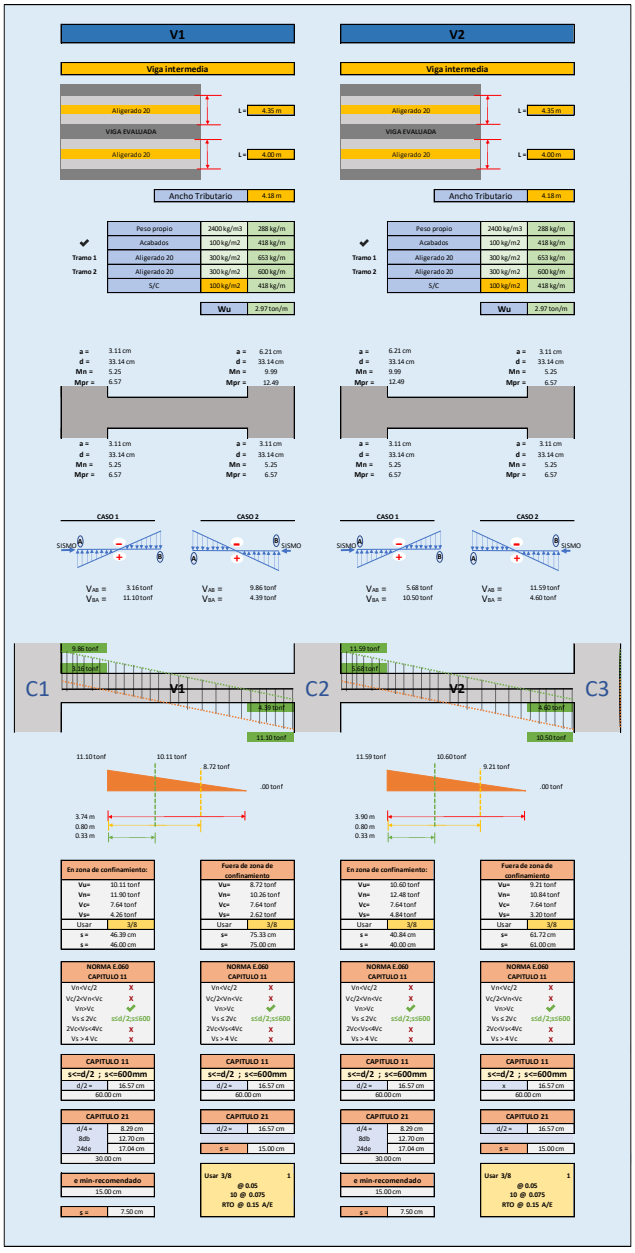
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

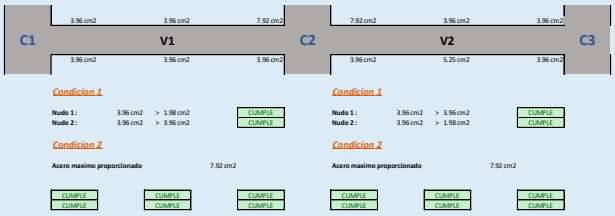
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR		2 de 5/8	3.96 cm2		
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR		2 de	5/8 3.96 cm2		
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

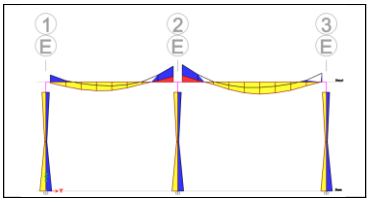
Area de acero finales

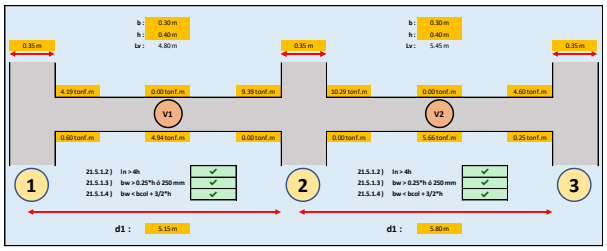


Tramos :	2

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
ubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE E

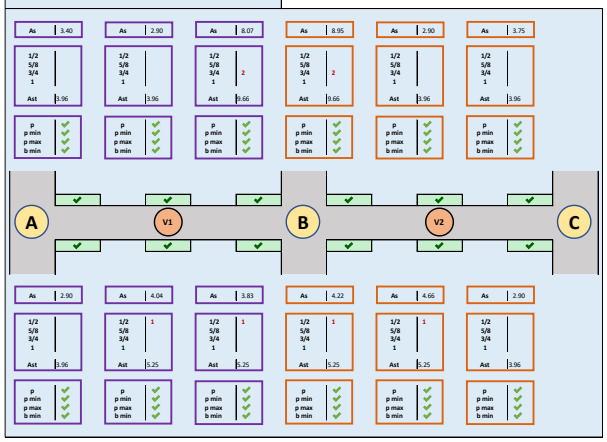




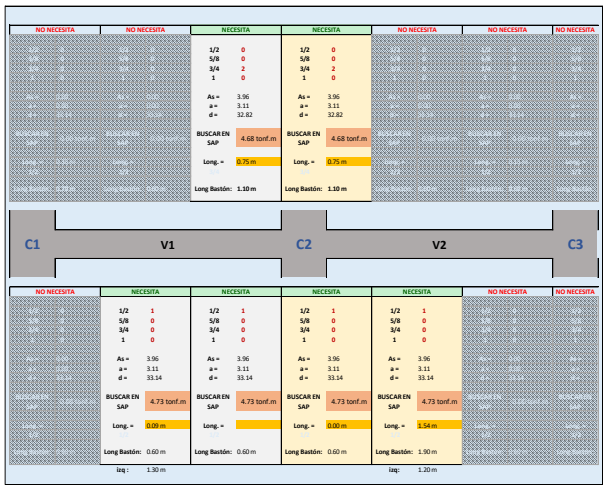
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	4.19	4.19	0.34	2.67	3.40	0.0028	0.0024	0.0163	0.0028	3.40
	Izq. Inf.	0.60	2.35	0.34	1.47	1.87	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	2.35	0.34	1.47	1.87	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	4.94	4.94	0.34	3.17	4.04	0.0034	0.0024	0.0163	0.0034	4.04
	Der. Sup.	9.39	9.39	0.34	6.33	8.07	0.0067	0.0024	0.0163	0.0067	8.07
	Der. Inf.	0.00	4.70	0.34	3.00	3.83	0.0032	0.0024	0.0163	0.0032	3.83
V2	Izq. Sup.	10.29	10.29	0.34	7.02	8.95	0.0075	0.0024	0.0163	0.0075	8.95
	Izq. Inf.	0.00	5.15	0.34	3.31	4.22	0.0035	0.0024	0.0163	0.0035	4.22
	Cnt. Sup.	0.00	2.57	0.34	1.61	2.05	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	5.66	5.66	0.34	3.66	4.66	0.0039	0.0024	0.0163	0.0039	4.66
	Der. Sup.	4.60	4.60	0.34	2.94	3.75	0.0031	0.0024	0.0163	0.0031	3.75
	Der. Inf.	0.25	2.57	0.34	1.61	2.05	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

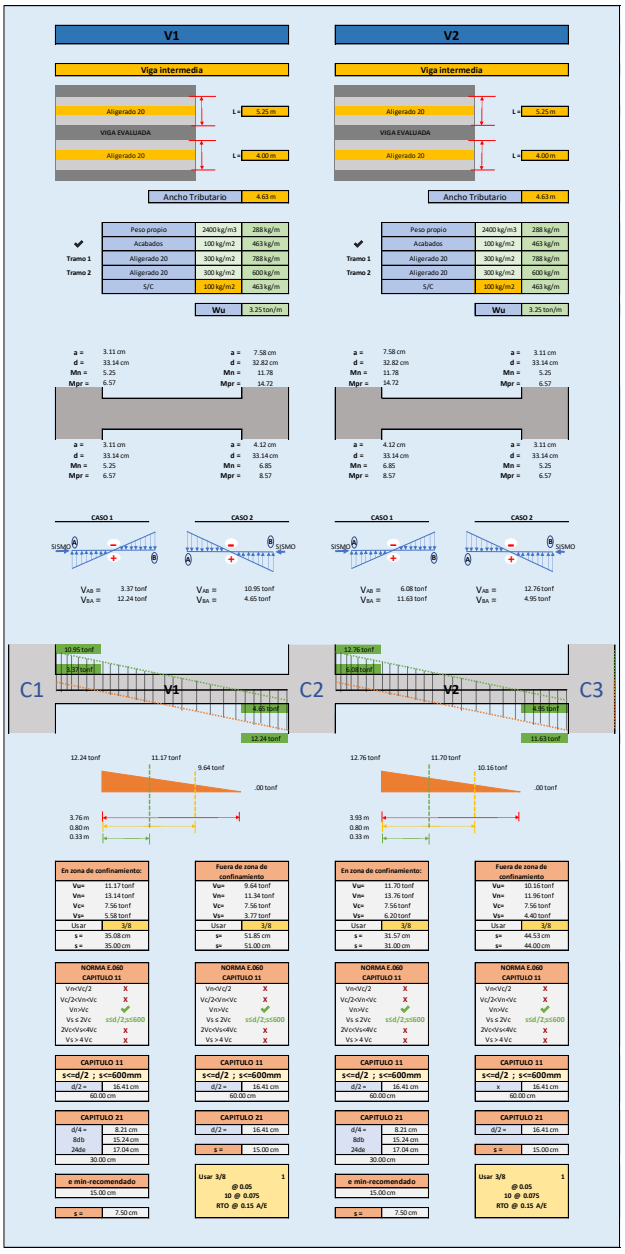
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 **Refuerzo longitudinal**

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

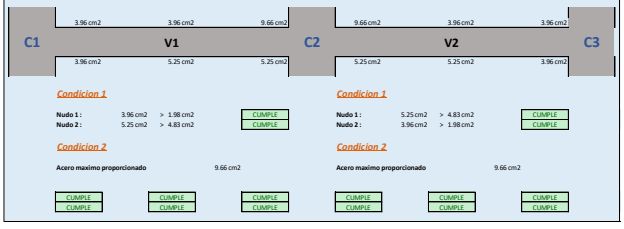
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 5/8	3.96	cm2		
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de	5/8	3.96	cm2	
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

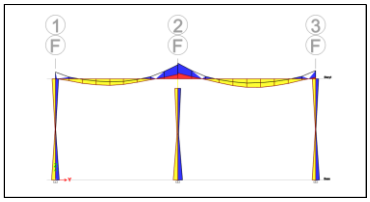
Area de acero finales

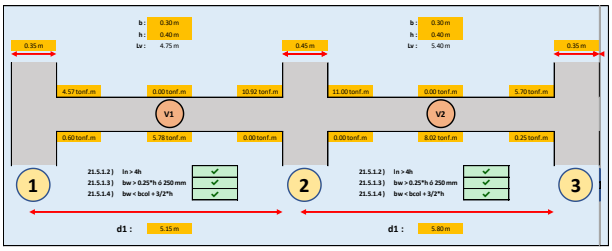


Tramos :	2

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
cubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE F

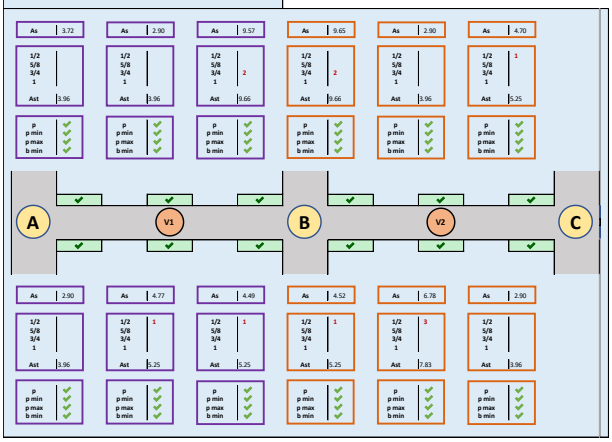




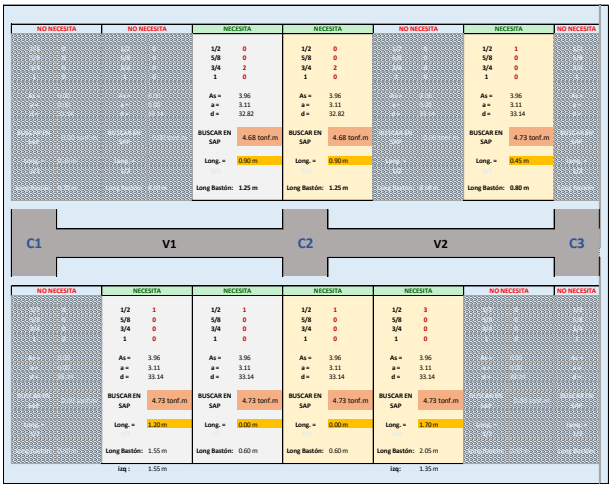
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	4.57	4.57	0.34	2.92	3.72	0.0031	0.0024	0.0163	0.0031	3.72
	Izq. Inf.	0.60	2.73	0.34	1.71	2.18	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	2.73	0.34	1.71	2.18	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	5.78	5.78	0.34	3.74	4.77	0.0040	0.0024	0.0163	0.0040	4.77
	Der. Sup.	10.92	10.92	0.34	7.51	9.57	0.0080	0.0024	0.0163	0.0080	9.57
	Der. Inf.	0.00	5.46	0.34	3.52	4.49	0.0037	0.0024	0.0163	0.0037	4.49
V2	Izq. Sup.	11.00	11.00	0.34	7.57	9.65	0.0080	0.0024	0.0163	0.0080	9.65
	Izq. Inf.	0.00	5.50	0.34	3.55	4.52	0.0038	0.0024	0.0163	0.0038	4.52
	Cnt. Sup.	0.00	2.75	0.34	1.73	2.20	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	8.02	8.02	0.34	5.32	6.78	0.0057	0.0024	0.0163	0.0057	6.78
	Der. Sup.	5.70	5.70	0.34	3.69	4.70	0.0039	0.0024	0.0163	0.0039	4.70
	Der. Inf.	0.25	2.85	0.34	1.79	2.28	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

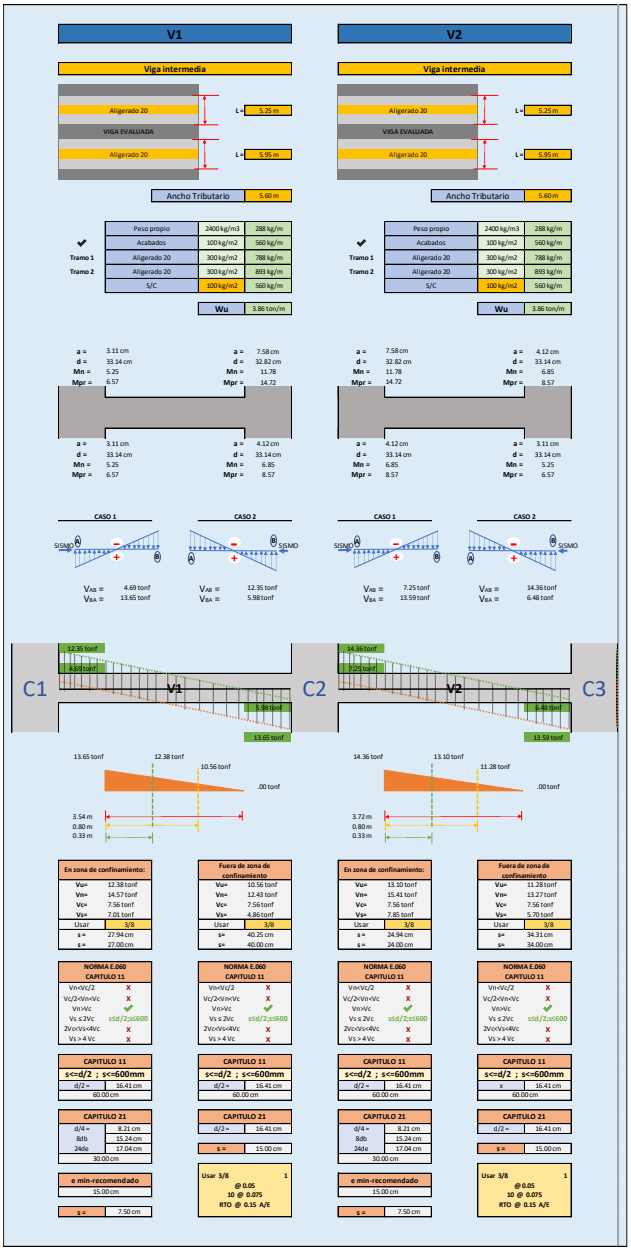
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 **Refuerzo longitudinal**

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

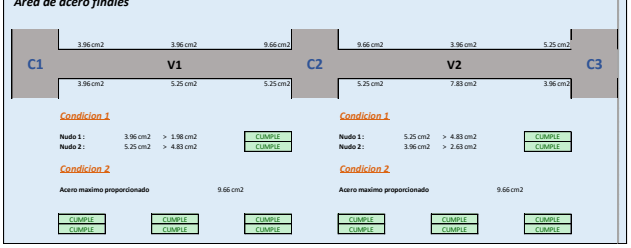
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR						
		2 de 5/8	3.96	cm2		
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE	
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE	
BARRAS CONTINUA INFERIOR						
		2 de	5/8	3.96	cm2	
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE	
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE	

CAPITULO 21

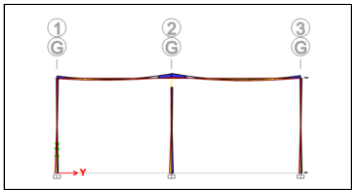
21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

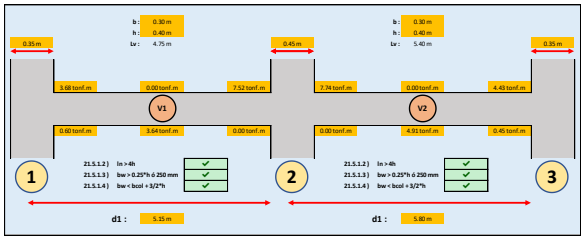
Area de acero finales



Tramos :	2
f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
recubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE G

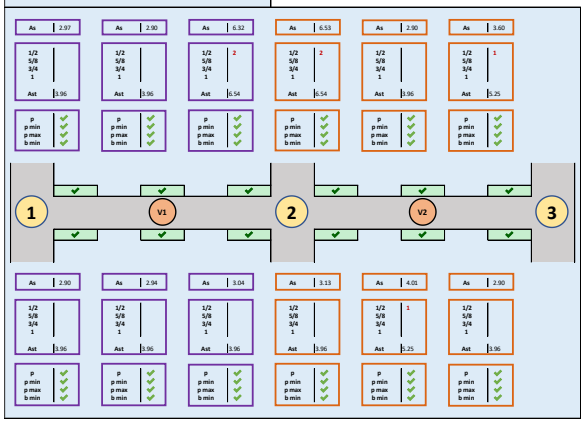




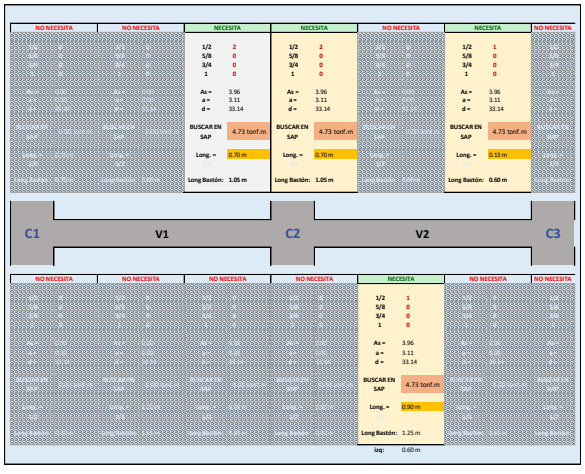
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	3.68	3.68	0.34	2.33	2.97	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	2.97
	Izq. Inf.	0.60	1.88	0.34	1.17	1.49	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.88	0.34	1.17	1.49	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	3.64	3.64	0.34	2.30	2.94	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	2.94
	Der. Sup.	7.52	7.52	0.34	4.96	6.32	0.0053	0.0024	0.0163	0.0053	6.32
	Der. Inf.	0.00	3.76	0.34	2.38	3.04	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	3.04
V2	Izq. Sup.	7.74	7.74	0.34	5.12	6.53	0.0054	0.0024	0.0163	0.0054	6.53
	Izq. Inf.	0.00	3.87	0.34	2.46	3.13	0.0026	0.0024	0.0163	0.0026	3.13
	Cnt. Sup.	0.00	1.94	0.34	1.20	1.54	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	4.91	4.91	0.34	3.15	4.01	0.0033	0.0024	0.0163	0.0033	4.01
	Der. Sup.	4.43	4.43	0.34	2.83	3.60	0.0030	0.0024	0.0163	0.0030	3.60
	Der. Inf.	0.45	2.22	0.34	1.38	1.76	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

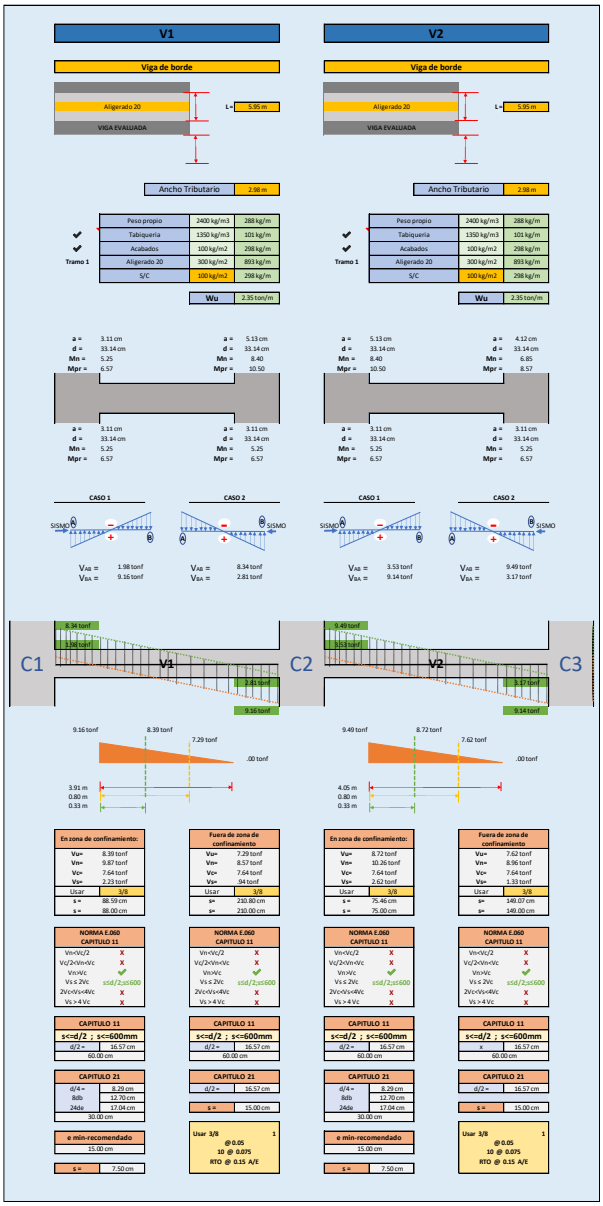
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante

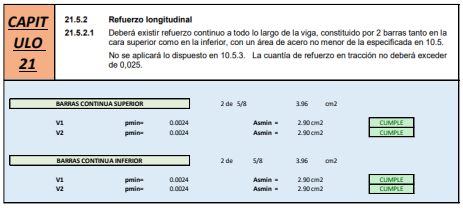


CAPITULO 21

21.5.2 **Refuerzo longitudinal**

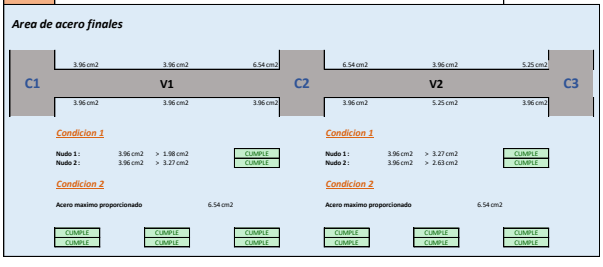
21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.



CAPITULO 21

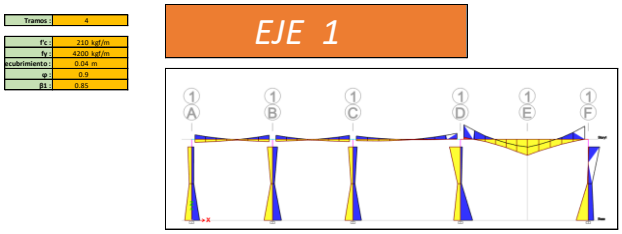
21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

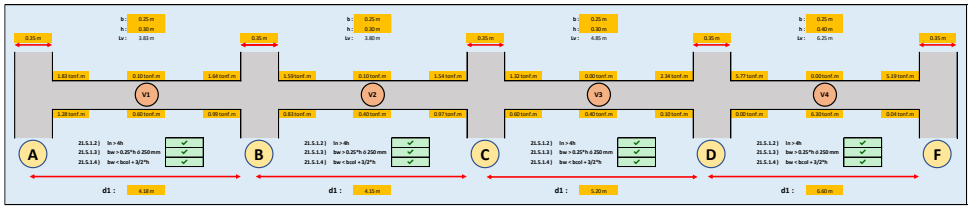


Fuente: Elaboración propia.

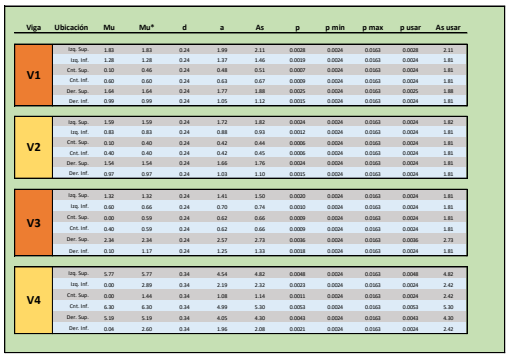
4.3.6 Diseño de vigas del bloque F

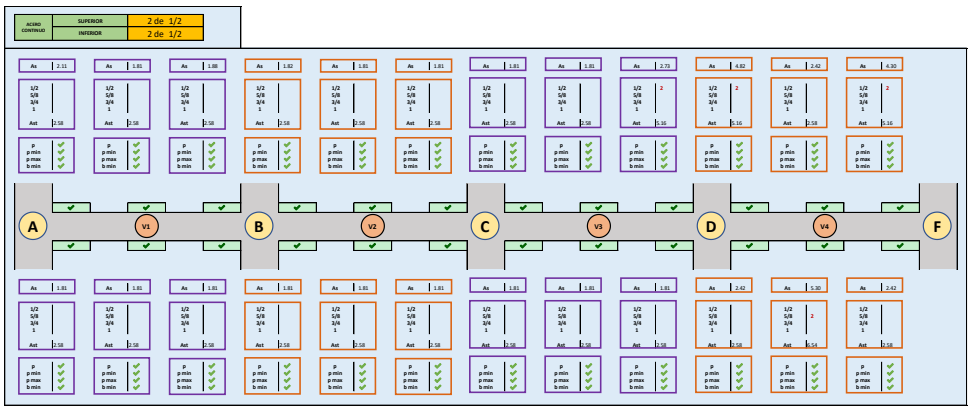
Tabla 77: Diseño de vigas del Bloque F



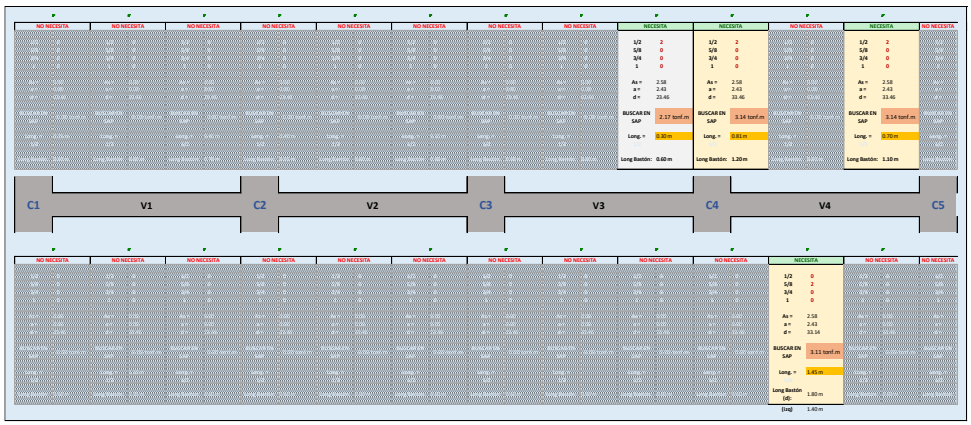


Diseño por flexión

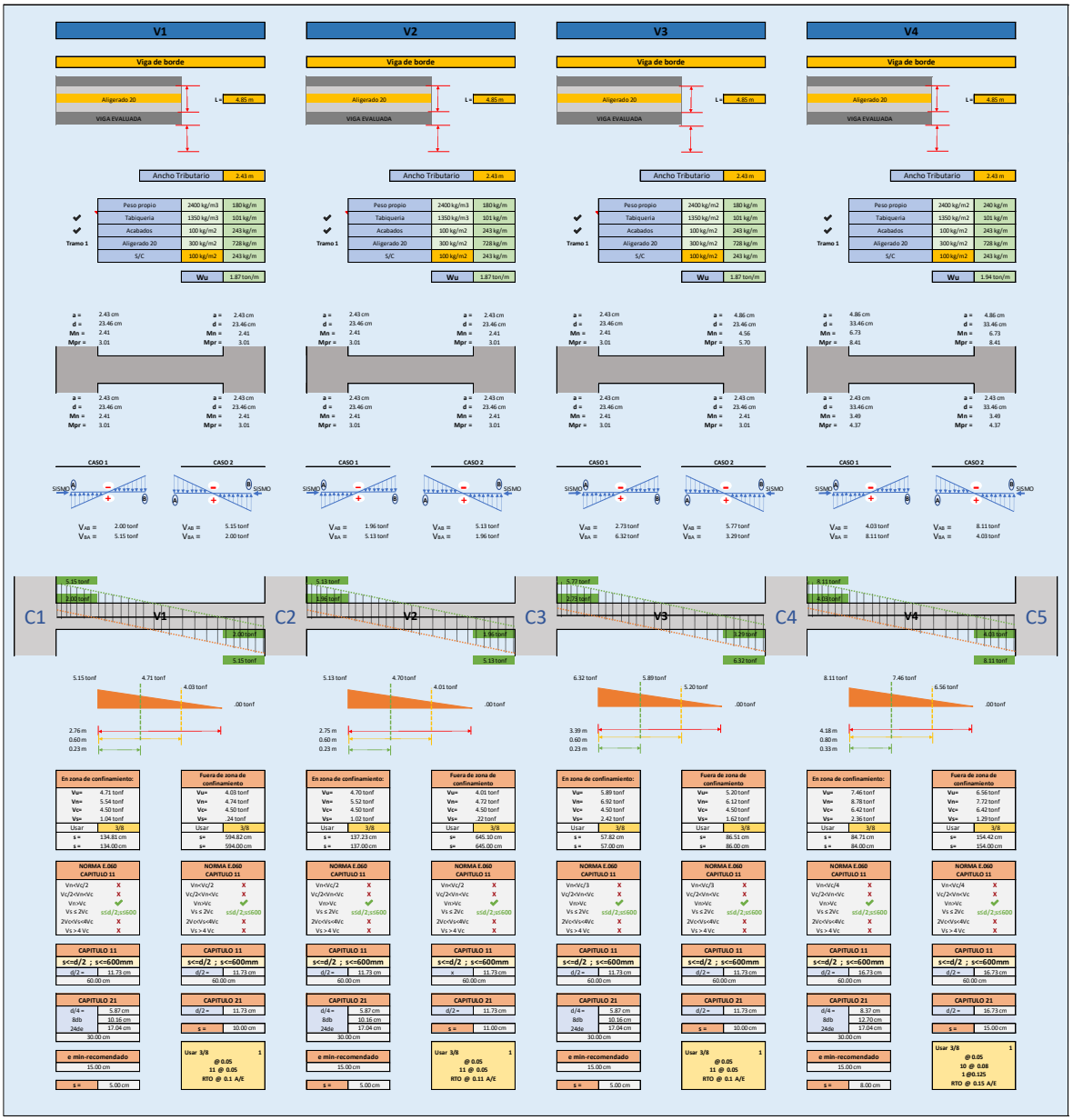




Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

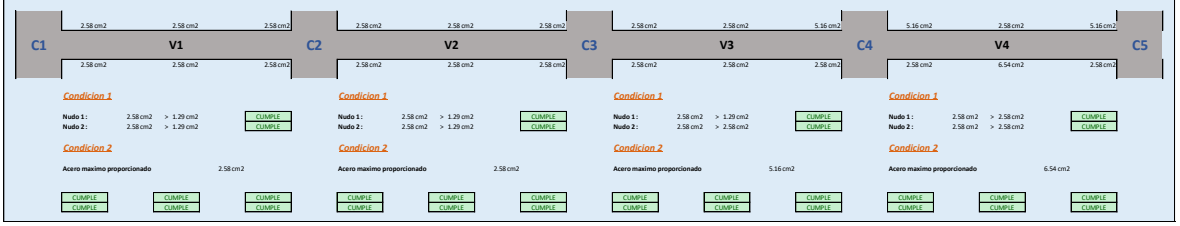
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 2.42 cm2	CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 2.42 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

Area de acero finales

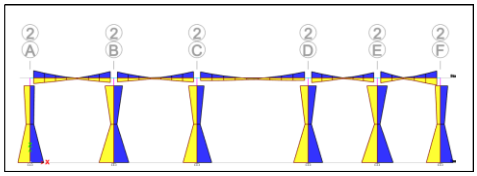


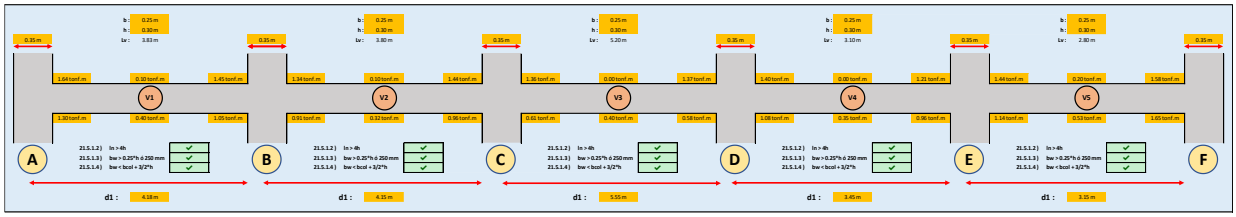
	V1	V2	V3	V4
Condicion 1				
Nudo 1 :	2.58 cm2 > 1.29 cm2 CUMPLE	2.58 cm2 > 1.29 cm2 CUMPLE	2.58 cm2 > 1.29 cm2 CUMPLE	2.58 cm2 > 2.58 cm2 CUMPLE
Nudo 2 :	2.58 cm2 > 1.29 cm2 CUMPLE	2.58 cm2 > 1.29 cm2 CUMPLE	2.58 cm2 > 2.58 cm2 CUMPLE	2.58 cm2 > 2.58 cm2 CUMPLE
Condicion 2				
Acero maximo proporcionado	2.58 cm2	2.58 cm2	5.16 cm2	6.54 cm2

Tramos :	5

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
recubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE 2

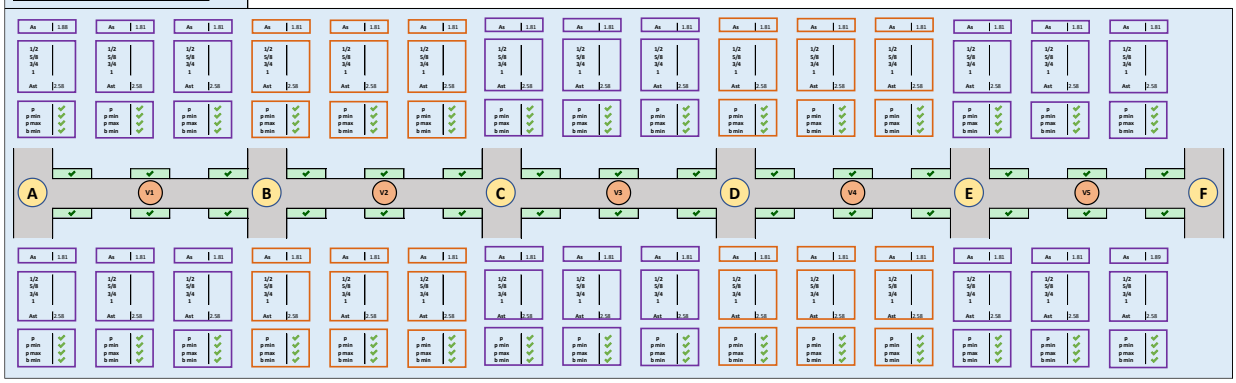




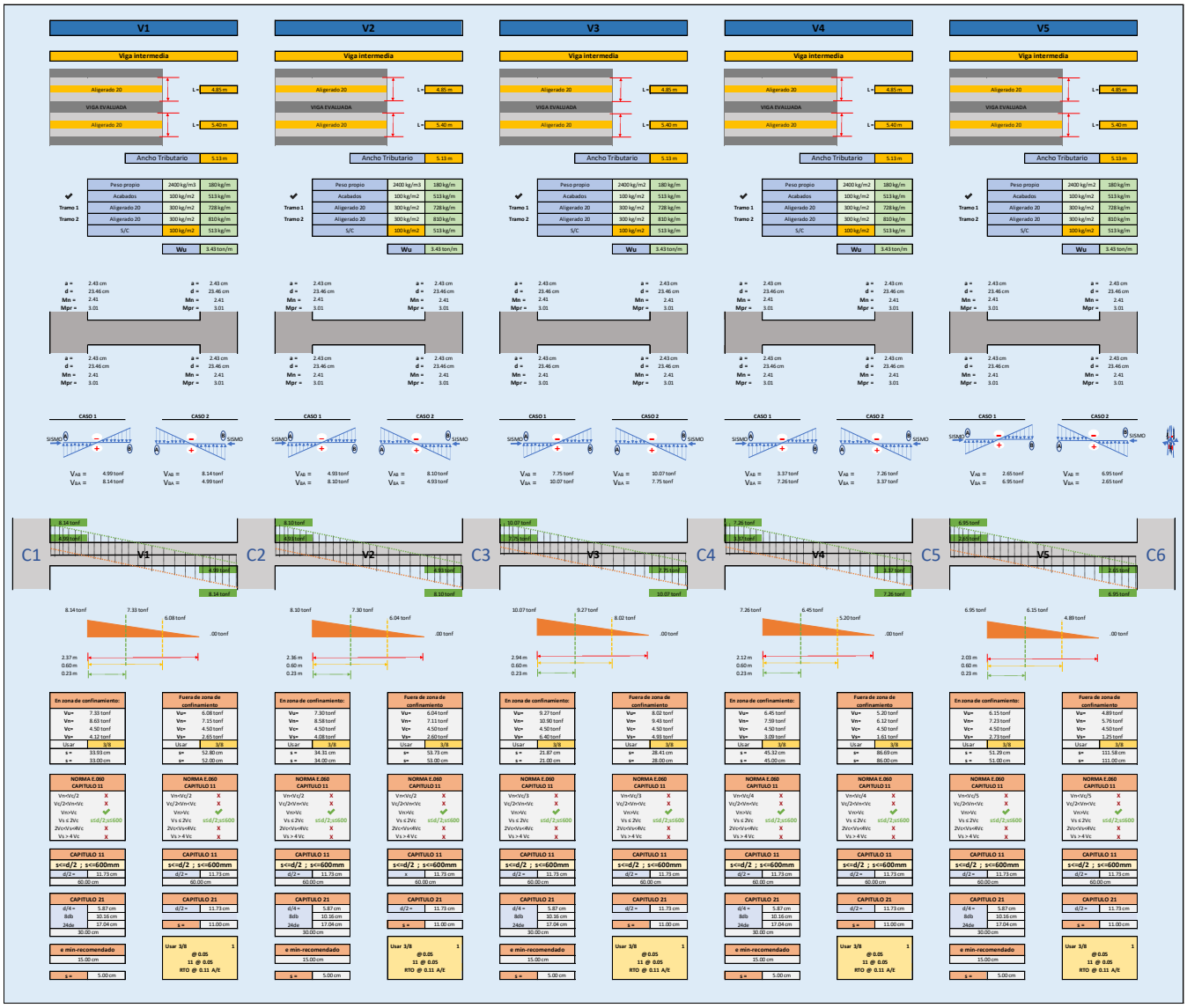
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.64	1.64	0.24	1.77	1.88	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	1.88
	Izq. Inf.	1.30	1.30	0.24	1.39	1.48	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.10	0.41	0.24	0.43	0.46	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.40	0.41	0.24	0.43	0.46	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.45	1.45	0.24	1.56	1.66	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	1.05	1.05	0.24	1.12	1.19	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V2	Izq. Sup.	1.34	1.34	0.24	1.44	1.53	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.91	0.91	0.24	0.97	1.03	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.10	0.36	0.24	0.38	0.40	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.32	0.36	0.24	0.38	0.40	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.44	1.44	0.24	1.55	1.64	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.96	0.96	0.24	1.02	1.08	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V3	Izq. Sup.	1.36	1.36	0.24	1.46	1.55	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.61	0.68	0.24	0.72	0.76	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.34	0.24	0.36	0.38	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.40	0.40	0.24	0.42	0.45	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.37	1.37	0.24	1.47	1.56	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.58	0.69	0.24	0.72	0.77	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V4	Izq. Sup.	1.40	1.40	0.24	1.50	1.60	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	1.08	1.08	0.24	1.15	1.22	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.35	0.24	0.37	0.39	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.35	0.35	0.24	0.37	0.39	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.21	1.21	0.24	1.29	1.37	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.96	0.96	0.24	1.02	1.08	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V5	Izq. Sup.	1.44	1.44	0.24	1.55	1.64	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	1.14	1.14	0.24	1.22	1.29	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.20	0.41	0.24	0.43	0.46	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.53	0.53	0.24	0.56	0.59	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.58	1.58	0.24	1.70	1.81	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	1.65	1.65	0.24	1.78	1.89	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	1.89

ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Diseño por cortante



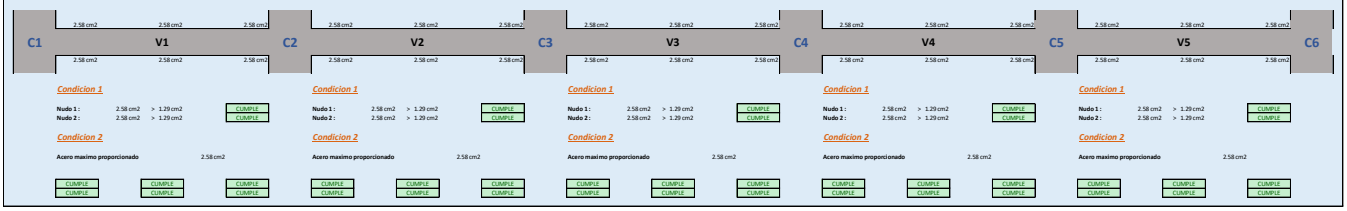
CAPITULO 21	21.5.2	Refuerzo longitudinal
	21.5.2.1	Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5. No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V5	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE

BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V5	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21	21.5.2.2	La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

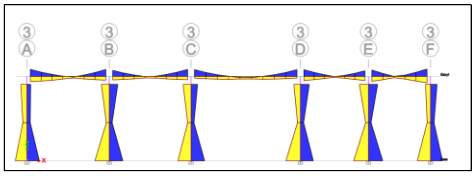
Area de acero finales

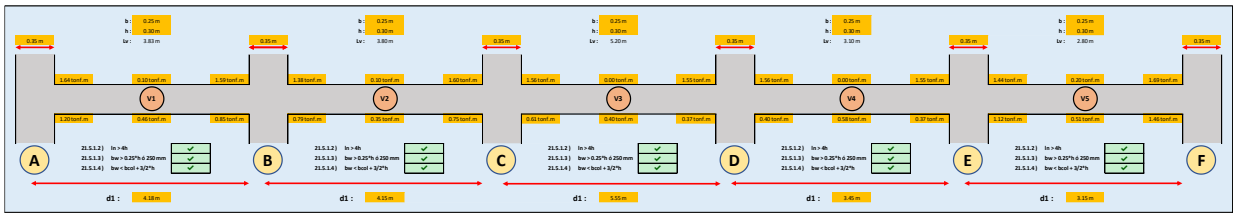


Tramos :	5

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
recubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE 3

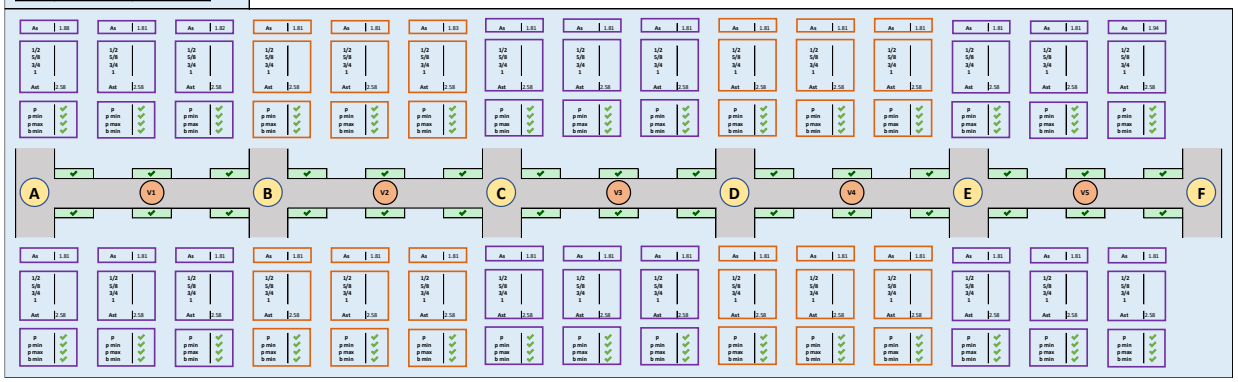




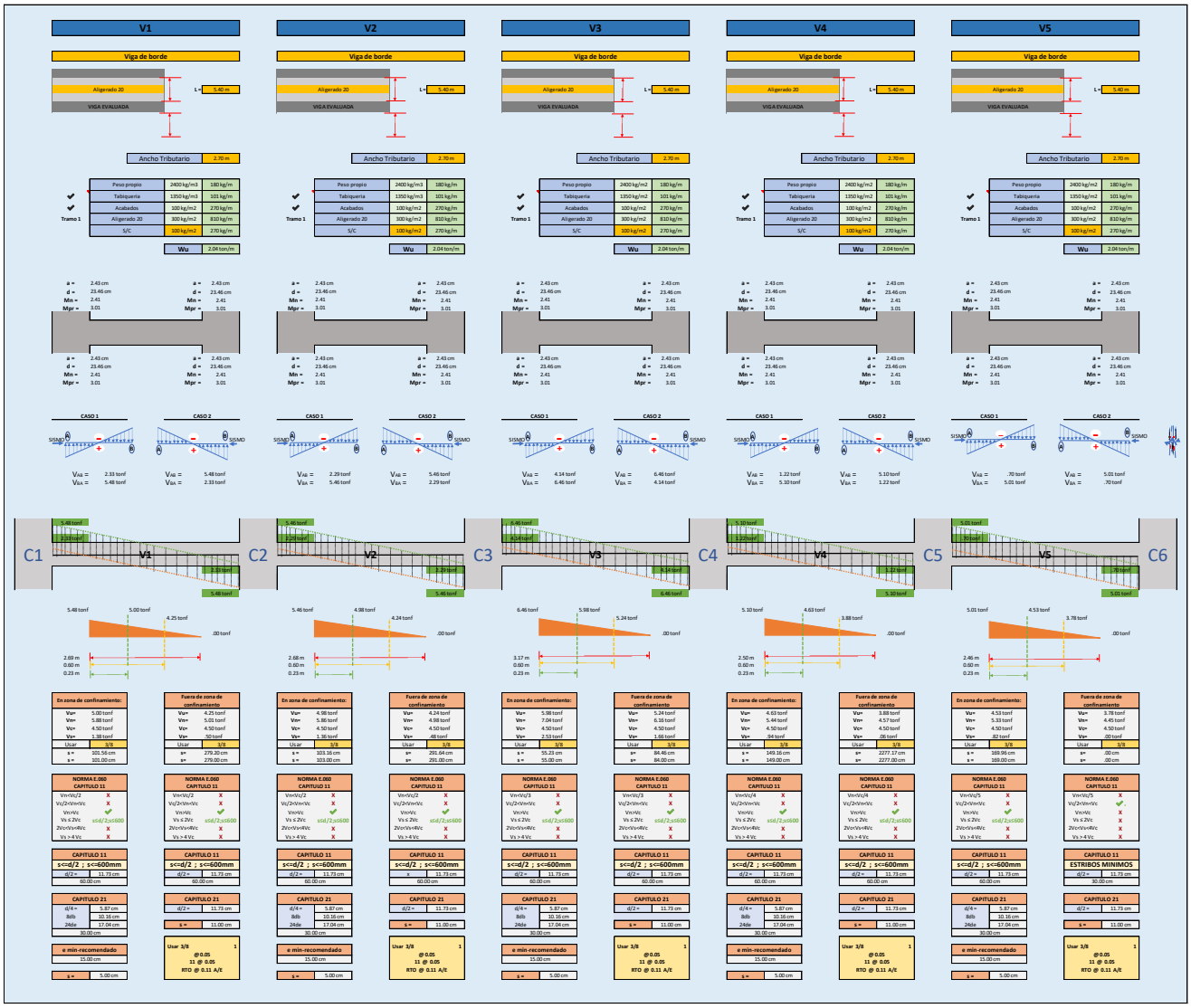
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.64	1.64	0.24	1.77	1.88	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	1.88
	Izq. Inf.	1.20	1.20	0.24	1.28	1.36	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.10	0.41	0.24	0.43	0.46	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.46	0.46	0.24	0.48	0.51	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.59	1.59	0.24	1.72	1.82	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	1.82
	Der. Inf.	0.85	0.85	0.24	0.90	0.96	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V2	Izq. Sup.	1.38	1.38	0.24	1.48	1.57	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.79	0.79	0.24	0.84	0.89	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.10	0.40	0.24	0.42	0.45	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.35	0.40	0.24	0.42	0.45	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.60	1.60	0.24	1.73	1.83	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	1.83
	Der. Inf.	0.75	0.80	0.24	0.85	0.90	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V3	Izq. Sup.	1.56	1.56	0.24	1.68	1.79	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.61	0.78	0.24	0.83	0.88	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.39	0.24	0.41	0.43	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.40	0.40	0.24	0.42	0.45	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.55	1.55	0.24	1.67	1.78	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.37	0.78	0.24	0.82	0.87	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V4	Izq. Sup.	1.56	1.56	0.24	1.68	1.79	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.40	0.78	0.24	0.83	0.88	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.39	0.24	0.41	0.43	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.58	0.58	0.24	0.61	0.65	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.55	1.55	0.24	1.67	1.78	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.37	0.78	0.24	0.82	0.87	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V5	Izq. Sup.	1.44	1.44	0.24	1.55	1.64	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	1.12	1.12	0.24	1.19	1.27	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.20	0.42	0.24	0.44	0.47	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.51	0.51	0.24	0.54	0.57	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.69	1.69	0.24	1.83	1.94	0.0026	0.0024	0.0163	0.0026	1.94
	Der. Inf.	1.46	1.46	0.24	1.57	1.67	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	1.81

ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Diseño por cortante



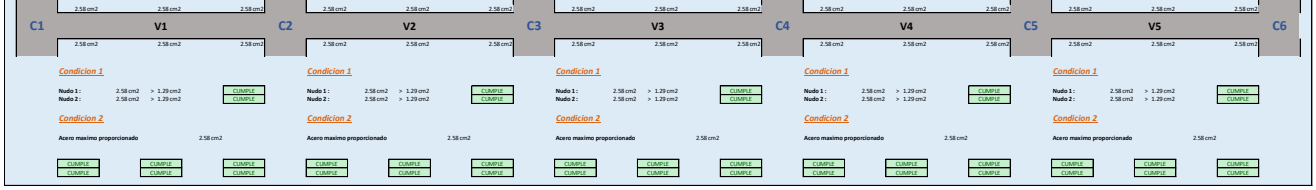
CAPITULO 21	21.5.2 Refuerzo longitudinal 21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5. No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V5	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE

BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V5	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21	21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

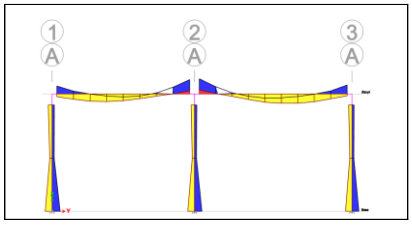
Area de acero finales

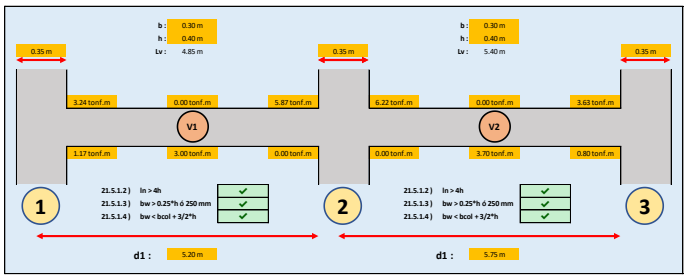


Tramos :	2

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
ecubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE A

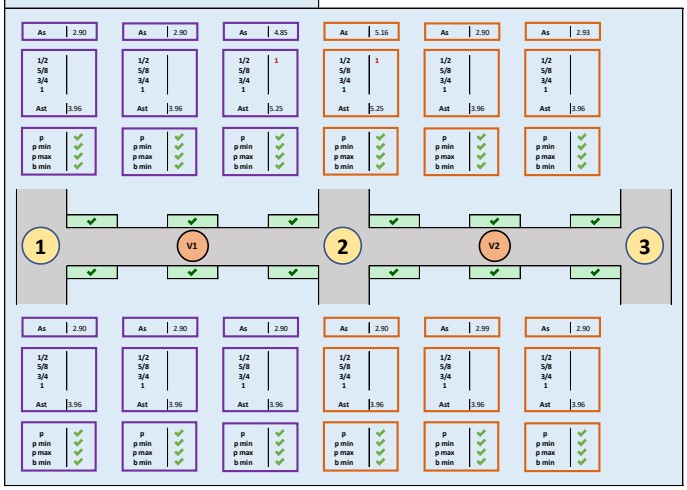




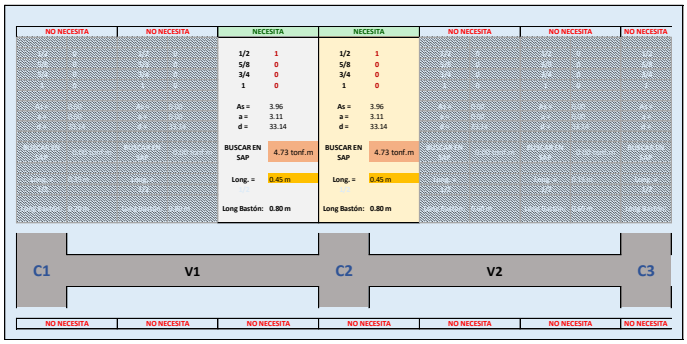
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	3.24	3.24	0.34	2.04	2.60	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Izq. Inf.	1.17	1.62	0.34	1.01	1.28	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.47	0.34	0.91	1.16	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	3.00	3.00	0.34	1.89	2.41	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	5.87	5.87	0.34	3.80	4.85	0.0040	0.0024	0.0163	0.0040	4.85
	Der. Inf.	0.00	2.94	0.34	1.84	2.35	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
V2	Izq. Sup.	6.22	6.22	0.34	4.04	5.16	0.0043	0.0024	0.0163	0.0043	5.16
	Izq. Inf.	0.00	3.11	0.34	1.96	2.50	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.56	0.34	0.96	1.23	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	3.70	3.70	0.34	2.34	2.99	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	2.99
	Der. Sup.	3.63	3.63	0.34	2.30	2.93	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	2.93
	Der. Inf.	0.80	1.82	0.34	1.13	1.44	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

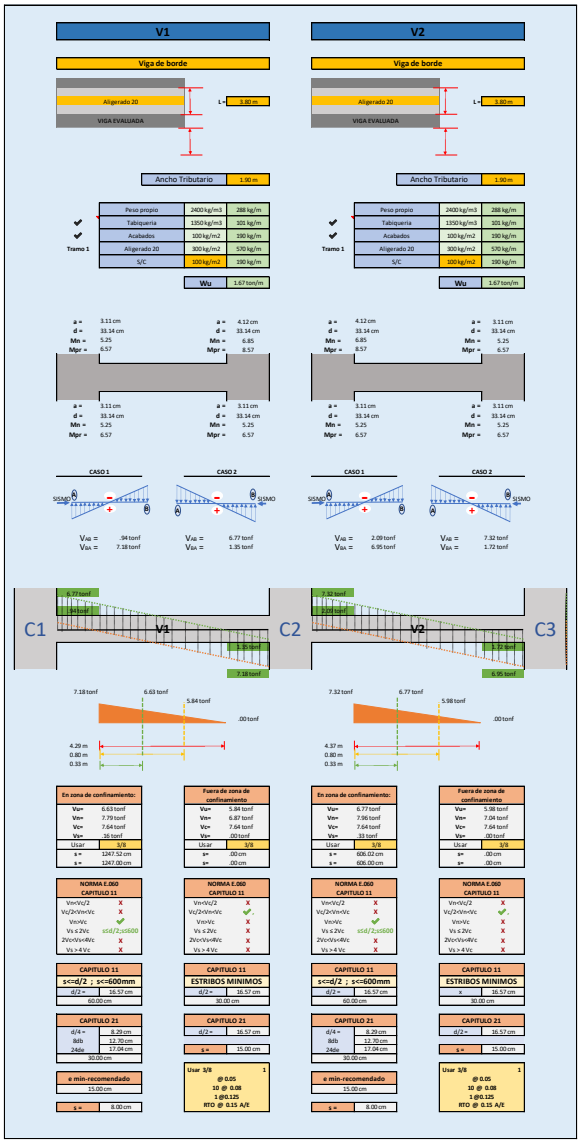
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante

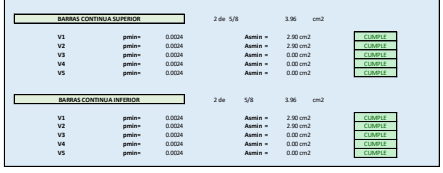


CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

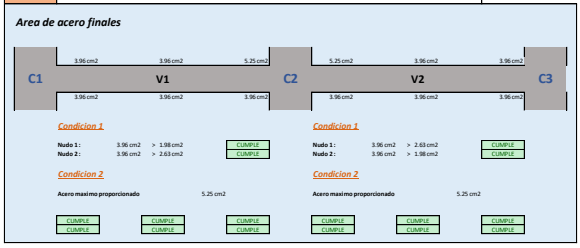
21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0.025.



CAPITULO 21

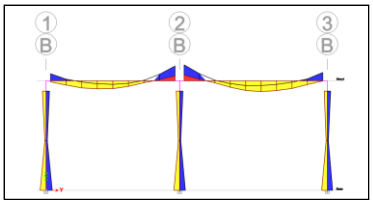
21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

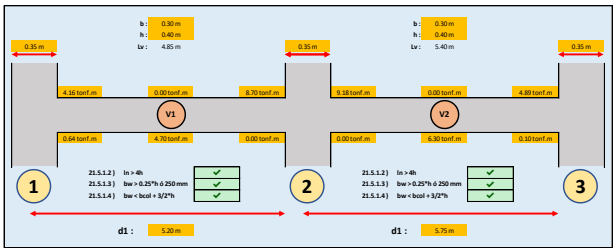


Tramos :	2

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
cubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE B

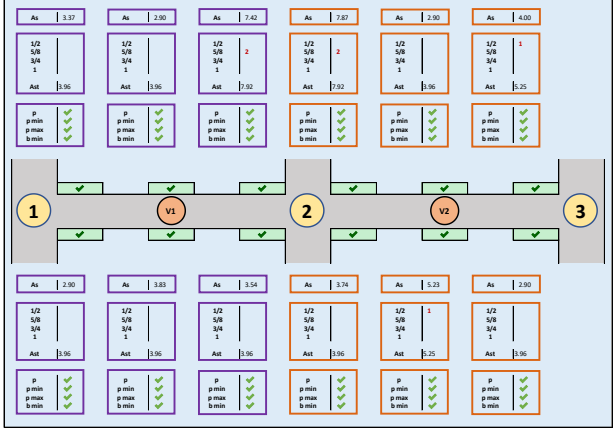




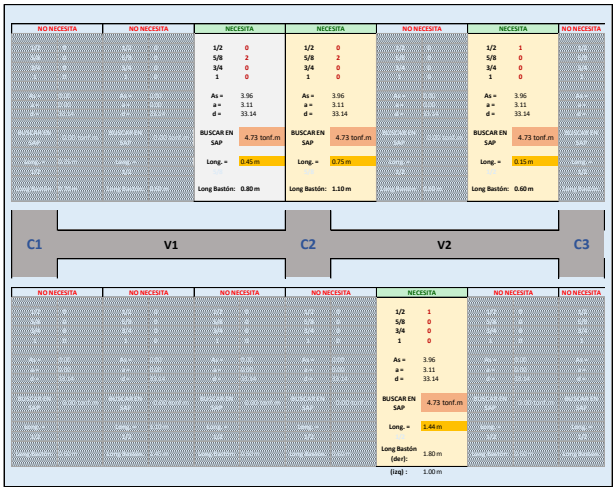
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	4.16	4.16	0.34	2.65	3.37	0.0028	0.0024	0.0163	0.0028	3.37
	Izq. Inf.	0.64	2.18	0.34	1.36	1.73	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	2.18	0.34	1.36	1.73	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	4.70	4.70	0.34	3.01	3.83	0.0032	0.0024	0.0163	0.0032	3.83
	Der. Sup.	8.70	8.70	0.34	5.82	7.42	0.0062	0.0024	0.0163	0.0062	7.42
	Der. Inf.	0.00	4.35	0.34	2.77	3.54	0.0029	0.0024	0.0163	0.0029	3.54
V2	Izq. Sup.	9.18	9.18	0.34	6.17	7.87	0.0066	0.0024	0.0163	0.0066	7.87
	Izq. Inf.	0.00	4.59	0.34	2.93	3.74	0.0031	0.0024	0.0163	0.0031	3.74
	Cnt. Sup.	0.00	2.30	0.34	1.43	1.83	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	6.30	6.30	0.34	4.10	5.23	0.0044	0.0024	0.0163	0.0044	5.23
	Der. Sup.	4.89	4.89	0.34	3.13	4.00	0.0033	0.0024	0.0163	0.0033	4.00
	Der. Inf.	0.10	2.45	0.34	1.53	1.95	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

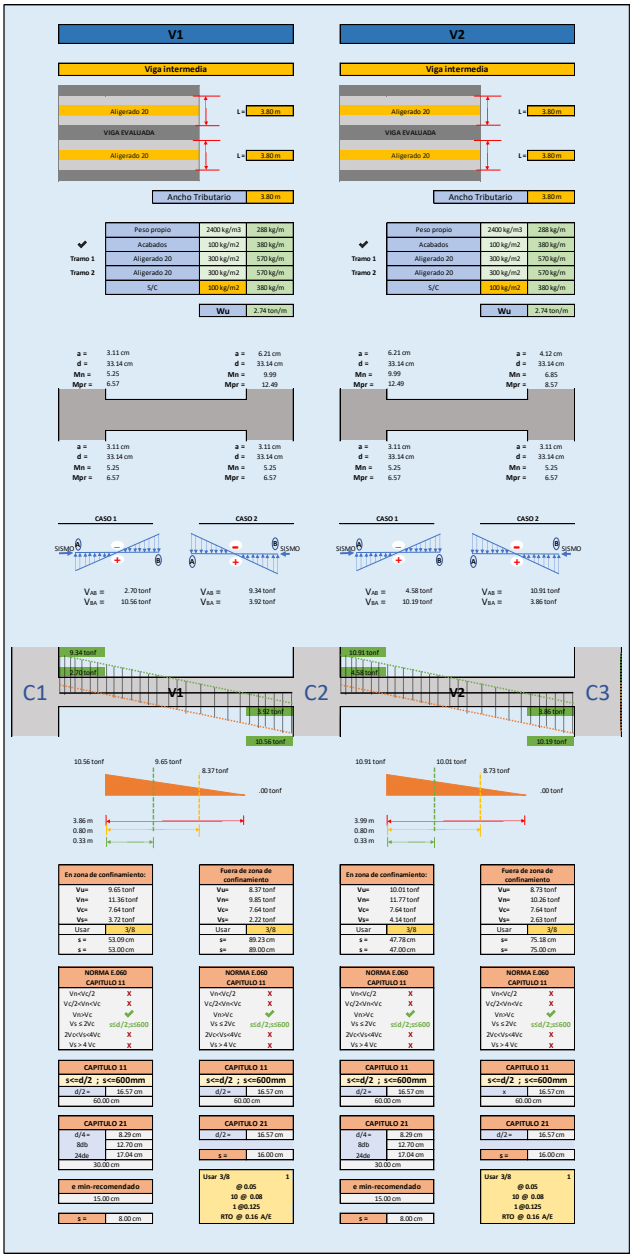
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

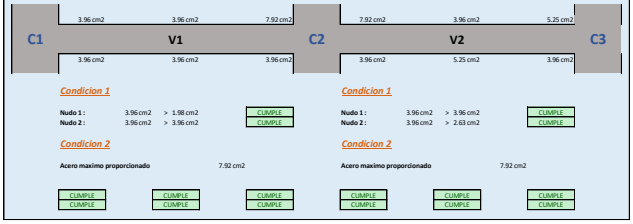
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 5/8	3.96 cm2		
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2		CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2		CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 5/8	3.96 cm2		
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2		CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2		CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

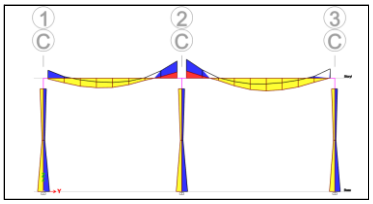
Area de acero finales

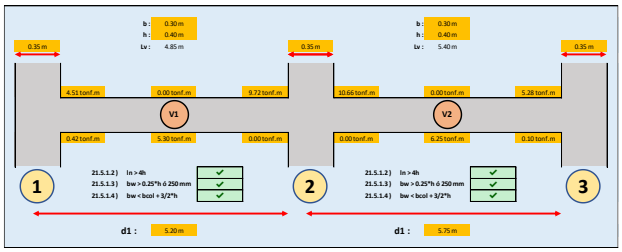


Tramos :	2

f'c :	210 kg/f'm
fy :	4200 kgf/m
Fimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE C

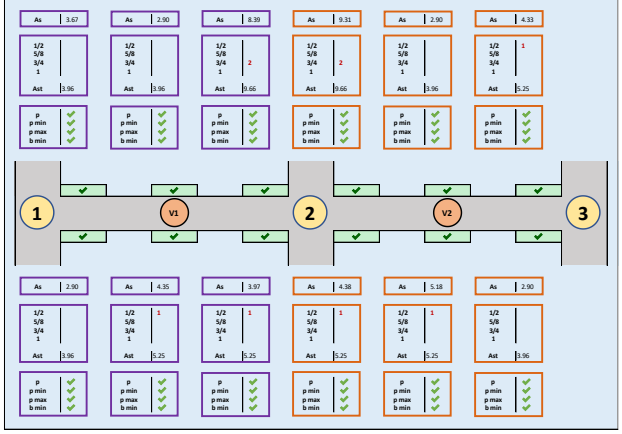




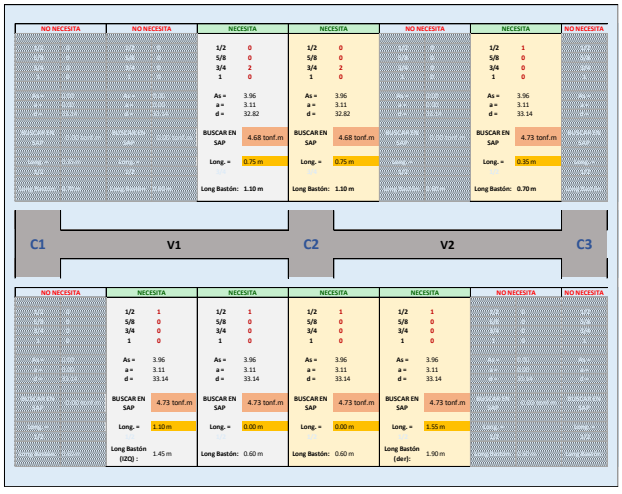
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	4.51	4.51	0.34	2.88	3.67	0.0031	0.0024	0.0163	0.0031	3.67
	Izq. Inf.	0.42	2.43	0.34	1.52	1.94	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	2.43	0.34	1.52	1.94	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	5.30	5.30	0.34	3.41	4.35	0.0036	0.0024	0.0163	0.0036	4.35
	Der. Sup.	9.72	9.72	0.34	6.58	8.39	0.0070	0.0024	0.0163	0.0070	8.39
	Der. Inf.	0.00	4.86	0.34	3.11	3.97	0.0033	0.0024	0.0163	0.0033	3.97
V2	Izq. Sup.	10.66	10.66	0.34	7.30	9.31	0.0078	0.0024	0.0163	0.0078	9.31
	Izq. Inf.	0.00	5.33	0.34	3.43	4.38	0.0036	0.0024	0.0163	0.0036	4.38
	Cnt. Sup.	0.00	2.67	0.34	1.67	2.13	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	6.25	6.25	0.34	4.06	5.18	0.0043	0.0024	0.0163	0.0043	5.18
	Der. Sup.	5.28	5.28	0.34	3.40	4.33	0.0036	0.0024	0.0163	0.0036	4.33
	Der. Inf.	0.10	2.67	0.34	1.67	2.13	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

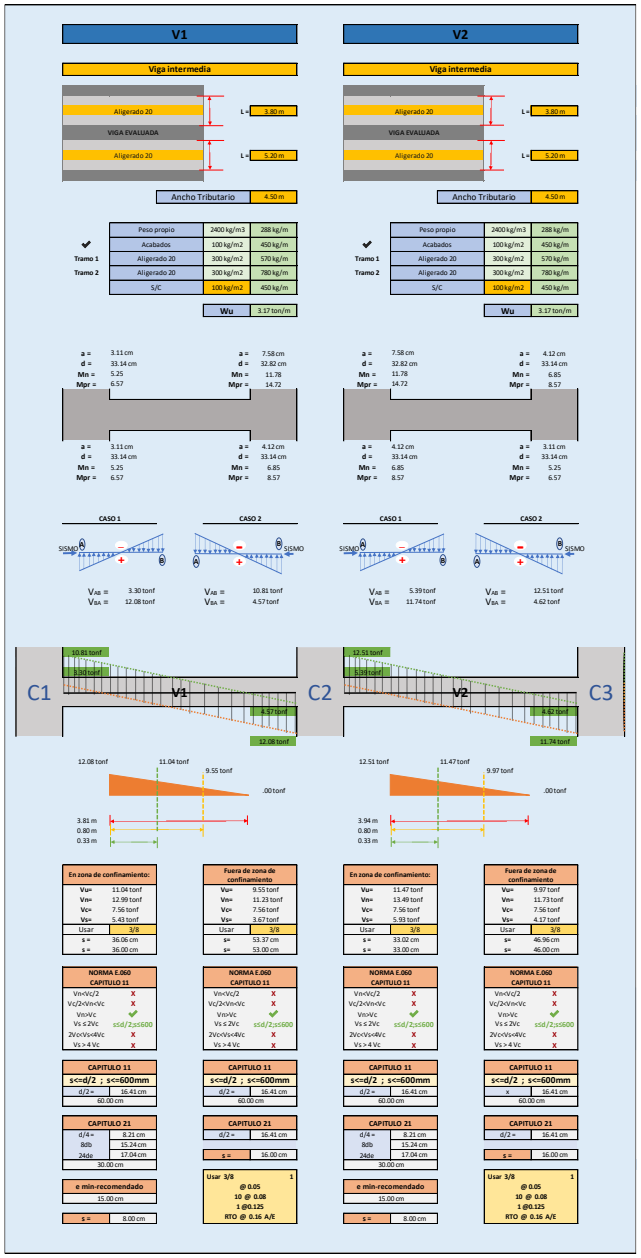
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

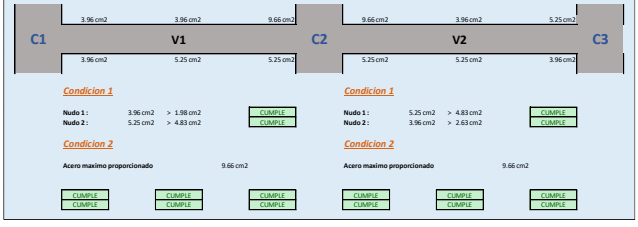
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR		2 de 5/8	3.96 cm2		
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR		2 de 5/8	3.96 cm2		
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

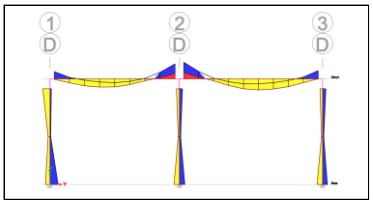
Area de acero finales

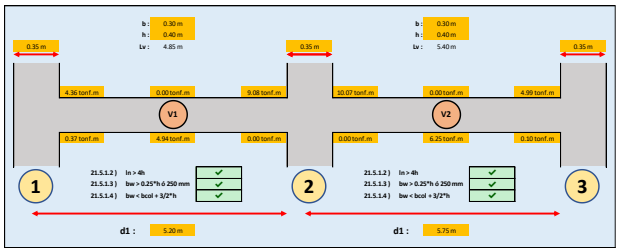


Tramos :	2

f'c :	210 kg/f'm
fy :	4200 kgf/m
imiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE D

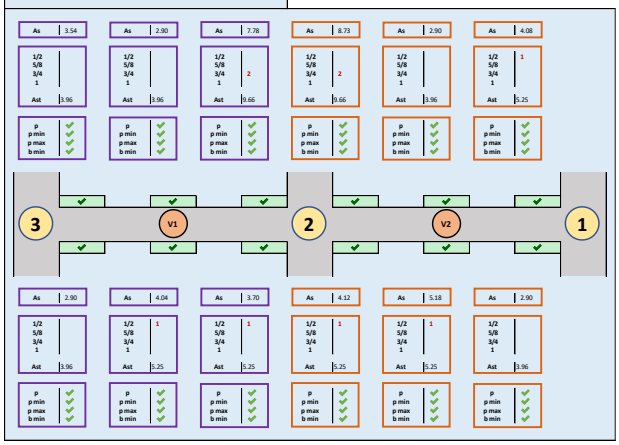




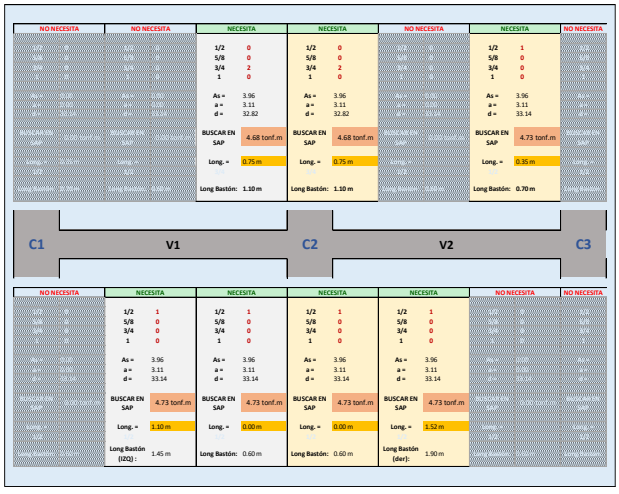
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	4.36	4.36	0.34	2.78	3.54	0.0030	0.0024	0.0163	0.0030	3.54
	Izq. Inf.	0.37	2.27	0.34	1.42	1.81	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	2.27	0.34	1.42	1.81	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	4.94	4.94	0.34	3.17	4.04	0.0034	0.0024	0.0163	0.0034	4.04
	Der. Sup.	9.08	9.08	0.34	6.10	7.78	0.0065	0.0024	0.0163	0.0065	7.78
	Der. Inf.	0.00	4.54	0.34	2.90	3.70	0.0031	0.0024	0.0163	0.0031	3.70
V2	Izq. Sup.	10.07	10.07	0.34	6.85	8.73	0.0073	0.0024	0.0163	0.0073	8.73
	Izq. Inf.	0.00	5.04	0.34	3.23	4.12	0.0034	0.0024	0.0163	0.0034	4.12
	Cnt. Sup.	0.00	2.52	0.34	1.58	2.01	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	6.25	6.25	0.34	4.06	5.18	0.0043	0.0024	0.0163	0.0043	5.18
	Der. Sup.	4.99	4.99	0.34	3.20	4.08	0.0034	0.0024	0.0163	0.0034	4.08
	Der. Inf.	0.10	2.52	0.34	1.58	2.01	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

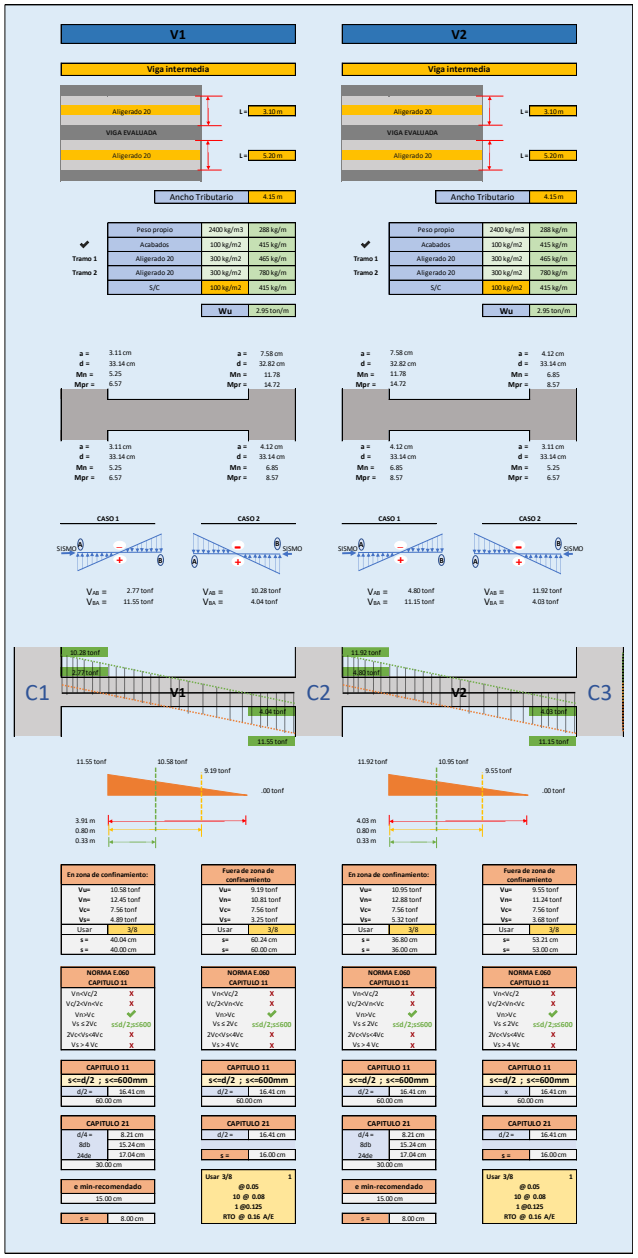
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

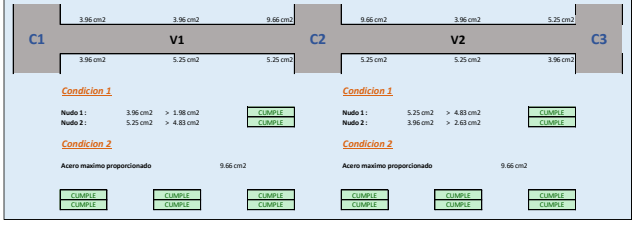
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR		2 de 5/8	3.96 cm2		
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR		2 de 5/8	3.96 cm2		
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

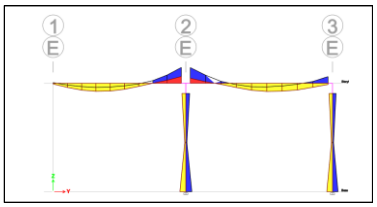
Area de acero finales

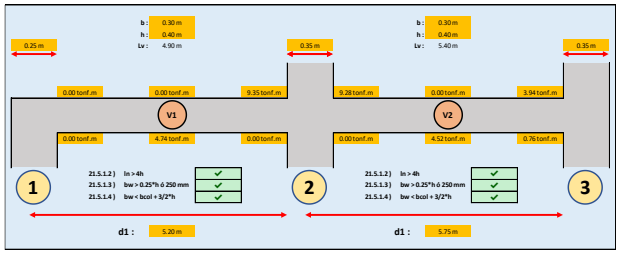


Tramos :	2

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
miento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE E

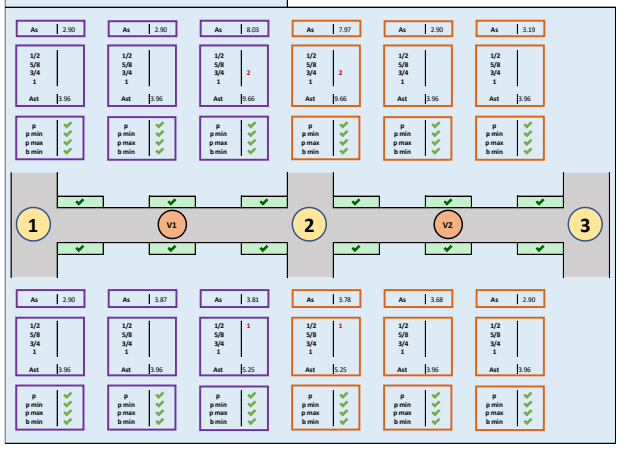




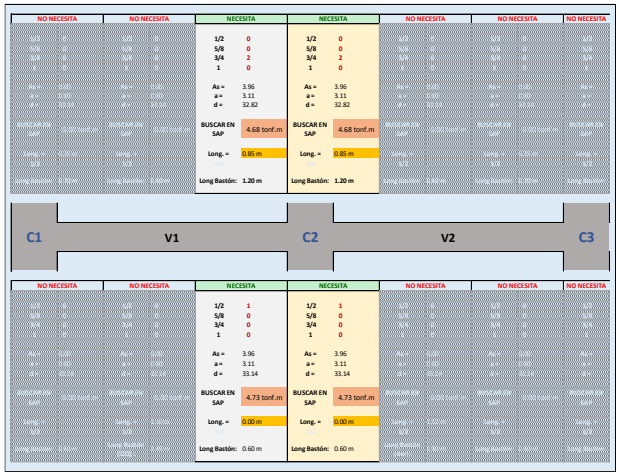
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	0.00	2.34	0.34	1.46	1.86	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Izq. Inf.	0.00	2.34	0.34	1.46	1.86	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	2.34	0.34	1.46	1.86	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	4.74	4.74	0.34	3.03	3.87	0.0032	0.0024	0.0163	0.0032	3.87
	Der. Sup.	9.35	9.35	0.34	6.30	8.03	0.0067	0.0024	0.0163	0.0067	8.03
	Der. Inf.	0.00	4.68	0.34	2.99	3.81	0.0032	0.0024	0.0163	0.0032	3.81
V2	Izq. Sup.	9.28	9.28	0.34	6.25	7.97	0.0066	0.0024	0.0163	0.0066	7.97
	Izq. Inf.	0.00	4.64	0.34	2.97	3.78	0.0032	0.0024	0.0163	0.0032	3.78
	Cnt. Sup.	0.00	2.32	0.34	1.45	1.85	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	4.52	4.52	0.34	2.89	3.68	0.0031	0.0024	0.0163	0.0031	3.68
	Der. Sup.	3.94	3.94	0.34	2.50	3.19	0.0027	0.0024	0.0163	0.0027	3.19
	Der. Inf.	0.76	2.32	0.34	1.45	1.85	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

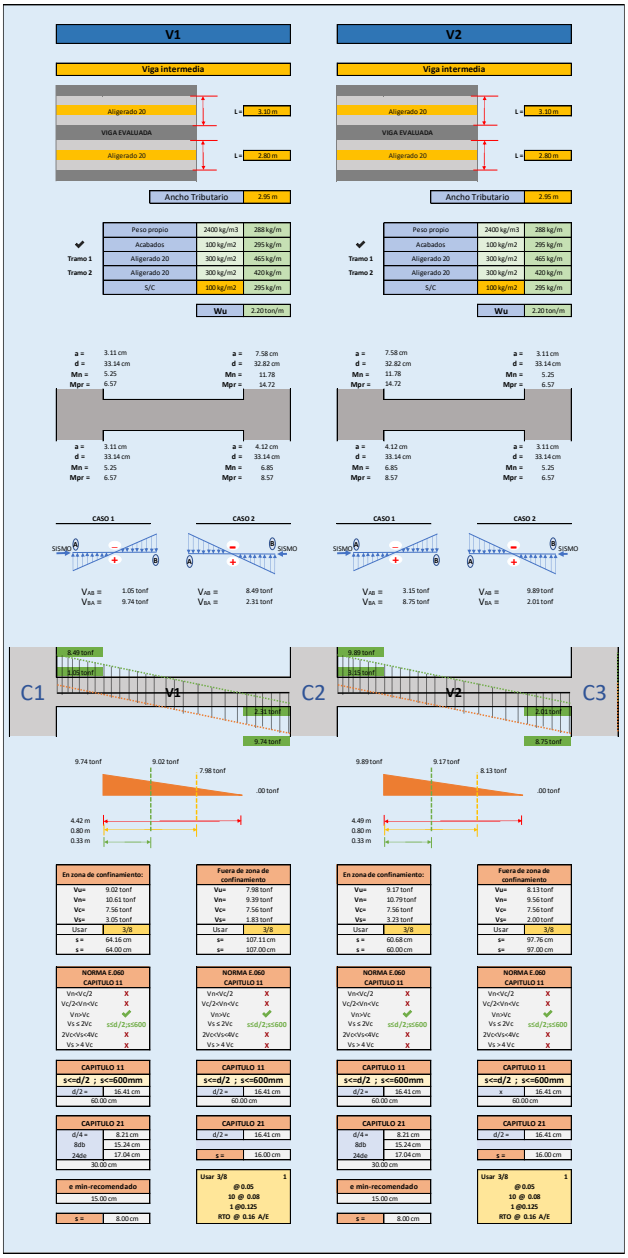
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

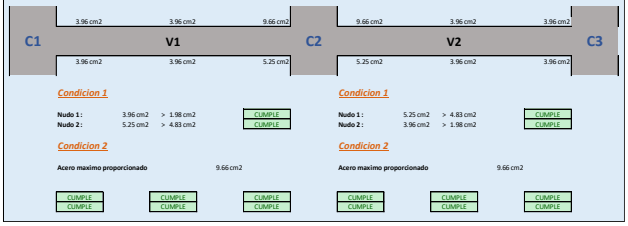
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 5/8	3.96 cm2			
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de	5/8	3.96 cm2		
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

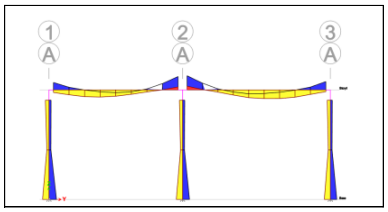
Area de acero finales

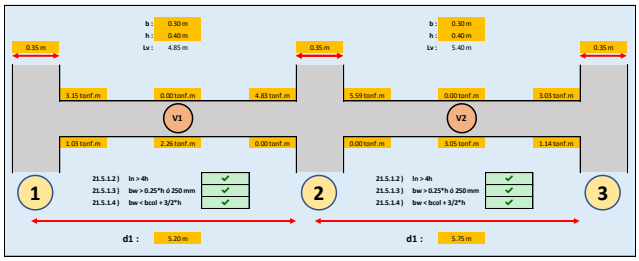


Tramos :	2

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
imiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE F

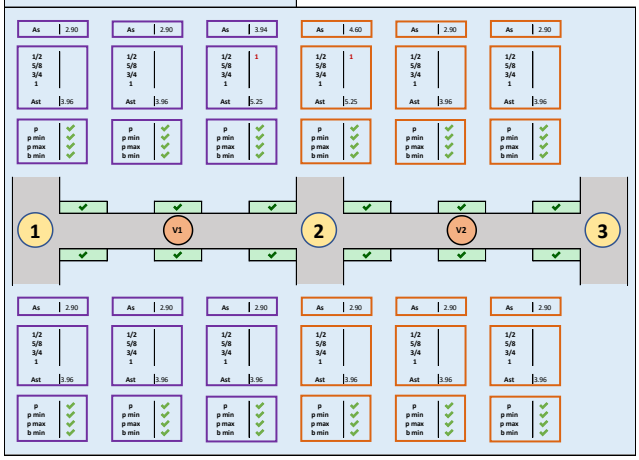




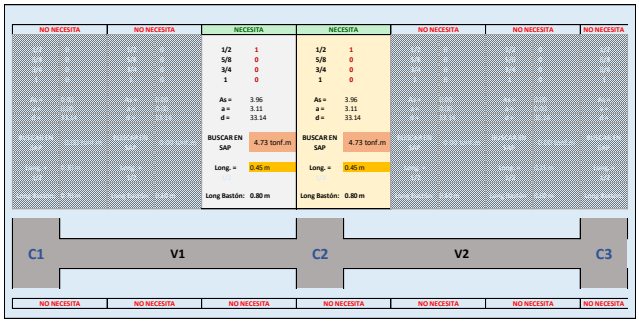
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	3.15	3.15	0.34	1.98	2.53	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Izq. Inf.	1.03	1.58	0.34	0.98	1.25	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.21	0.34	0.75	0.95	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	2.26	2.26	0.34	1.41	1.80	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	4.83	4.83	0.34	3.09	3.94	0.0033	0.0024	0.0163	0.0033	3.94
	Der. Inf.	0.00	2.42	0.34	1.51	1.93	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
V2	Izq. Sup.	5.59	5.59	0.34	3.61	4.60	0.0038	0.0024	0.0163	0.0038	4.60
	Izq. Inf.	0.00	2.80	0.34	1.75	2.24	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.40	0.34	0.87	1.10	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	3.05	3.05	0.34	1.92	2.45	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	3.03	3.03	0.34	1.91	2.43	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Inf.	1.14	1.52	0.34	0.94	1.20	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

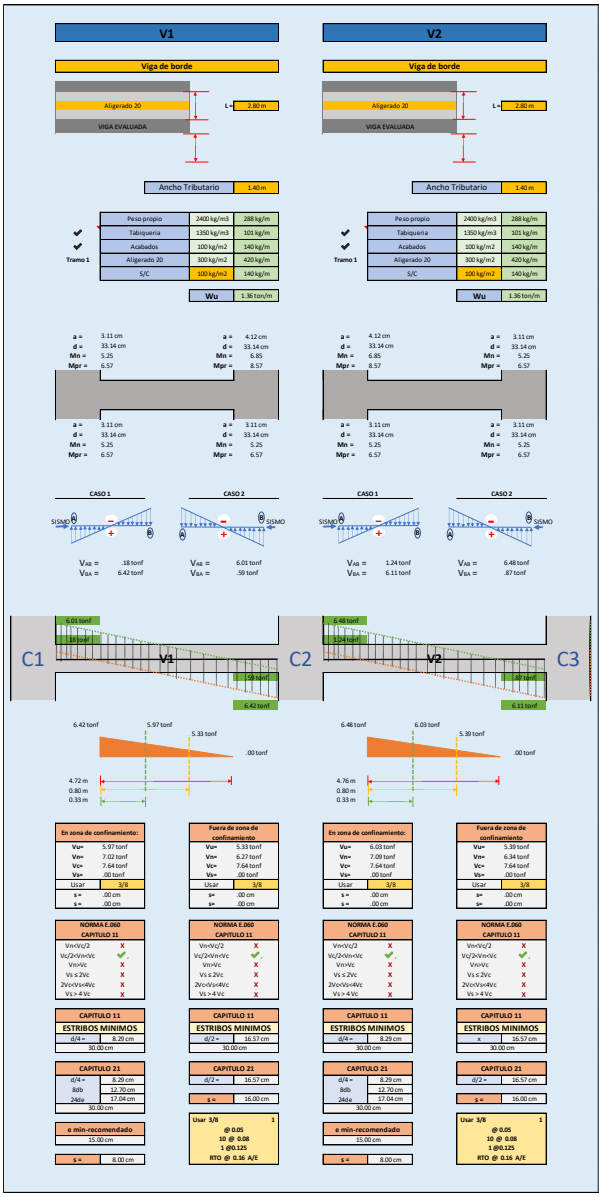
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 **Refuerzo longitudinal**

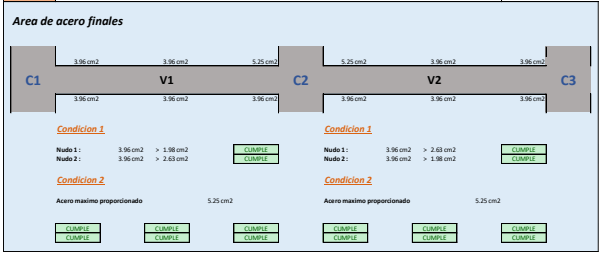
21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0.025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR		2 de 5/8	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024		Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024		Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR		2 de 5/8	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024		Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024		Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

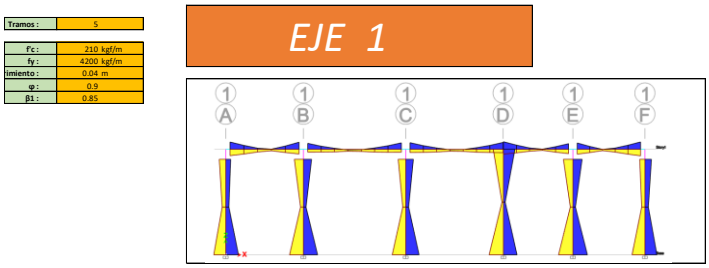
21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

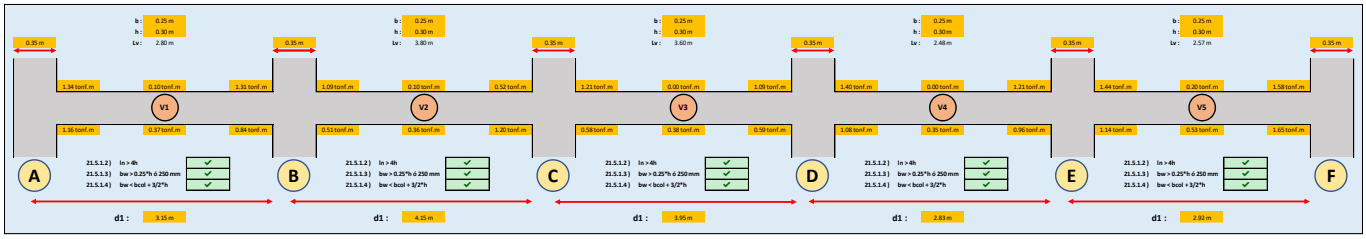


Fuente: Elaboración propia.

4.3.7 Diseño de vigas del bloque G

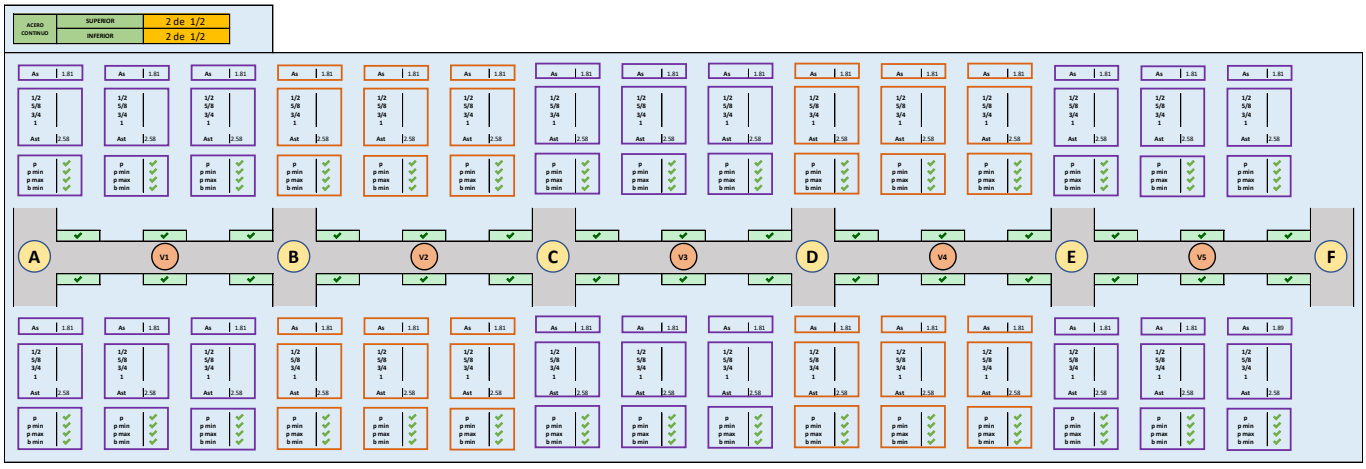
Tabla 78: Diseño de vigas del Bloque G



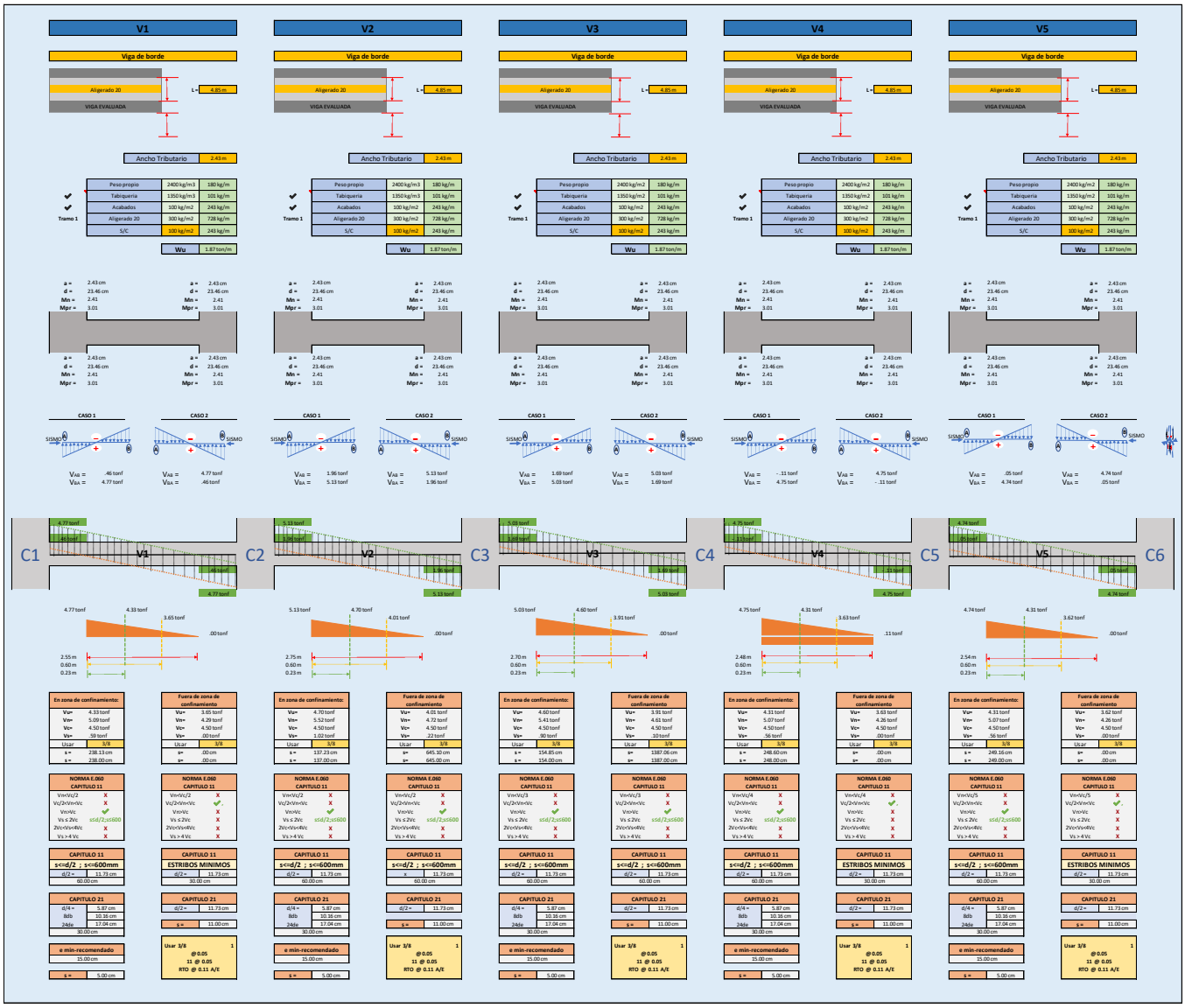


Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.34	1.34	0.24	1.44	1.53	0.0030	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	1.16	1.16	0.24	1.24	1.32	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.10	0.34	0.24	0.35	0.37	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.37	0.37	0.24	0.39	0.41	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.31	1.31	0.24	1.40	1.49	0.0030	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.84	0.84	0.24	0.89	0.95	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V2	Izq. Sup.	1.09	1.09	0.24	1.16	1.23	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.51	0.55	0.24	0.57	0.61	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.10	0.30	0.24	0.31	0.33	0.0004	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.36	0.36	0.24	0.38	0.40	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	0.52	0.52	0.24	0.55	0.58	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	1.20	1.20	0.24	1.28	1.36	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V3	Izq. Sup.	1.21	1.21	0.24	1.29	1.37	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.58	0.61	0.24	0.64	0.68	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.30	0.24	0.32	0.34	0.0004	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.38	0.38	0.24	0.40	0.42	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.09	1.09	0.24	1.16	1.23	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.59	0.59	0.24	0.62	0.66	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V4	Izq. Sup.	1.40	1.40	0.24	1.50	1.60	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	1.08	1.08	0.24	1.15	1.22	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.35	0.24	0.37	0.39	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.35	0.35	0.24	0.37	0.39	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.21	1.21	0.24	1.29	1.37	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.96	0.96	0.24	1.02	1.08	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V5	Izq. Sup.	1.44	1.44	0.24	1.55	1.64	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	1.14	1.14	0.24	1.22	1.29	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.20	0.41	0.24	0.43	0.46	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.53	0.53	0.24	0.56	0.59	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.58	1.58	0.24	1.70	1.81	0.0024	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	1.65	1.65	0.24	1.78	1.89	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	1.89



Diseño por cortante



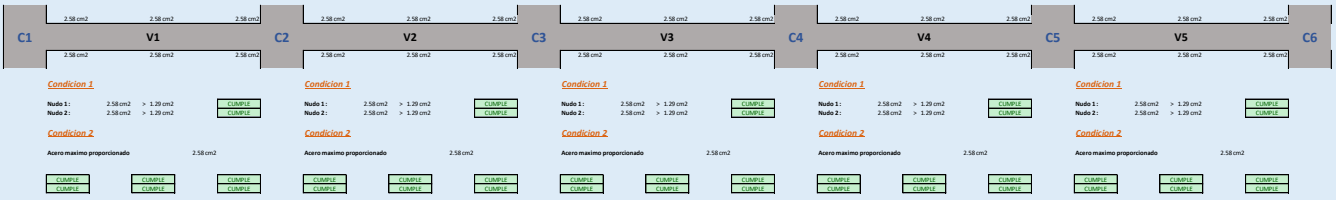
CAPITULO 21	21.5.2 Refuerzo longitudinal 21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5. No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V5	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE

BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V5	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21	21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

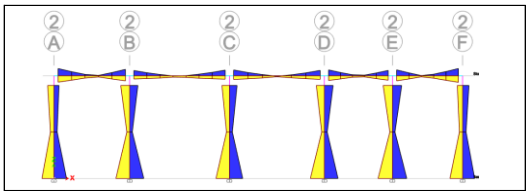
Area de acero finales

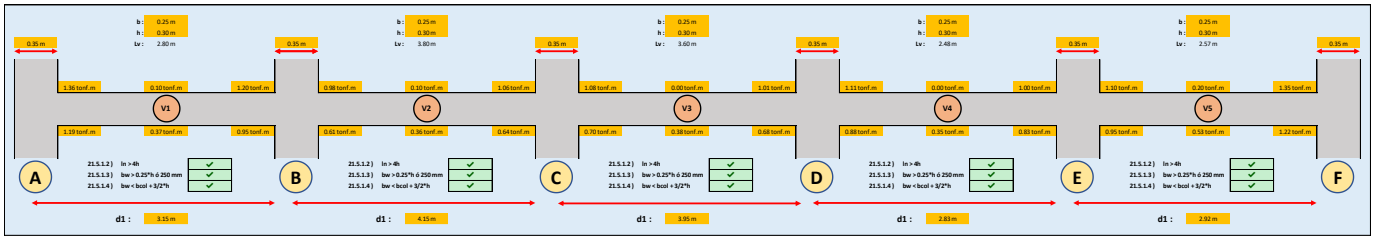


Tramos :	5

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
ecubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE 2

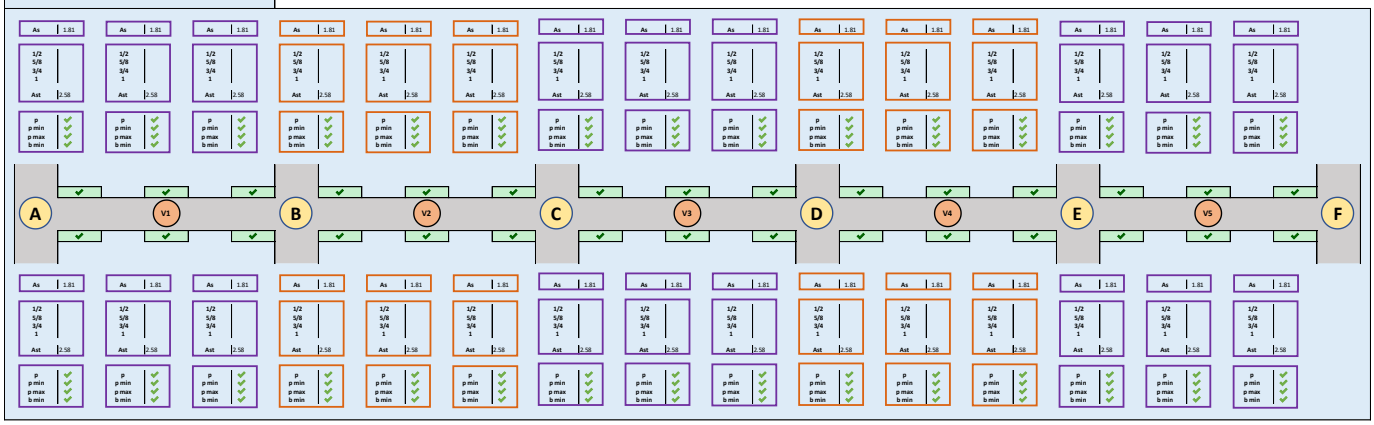




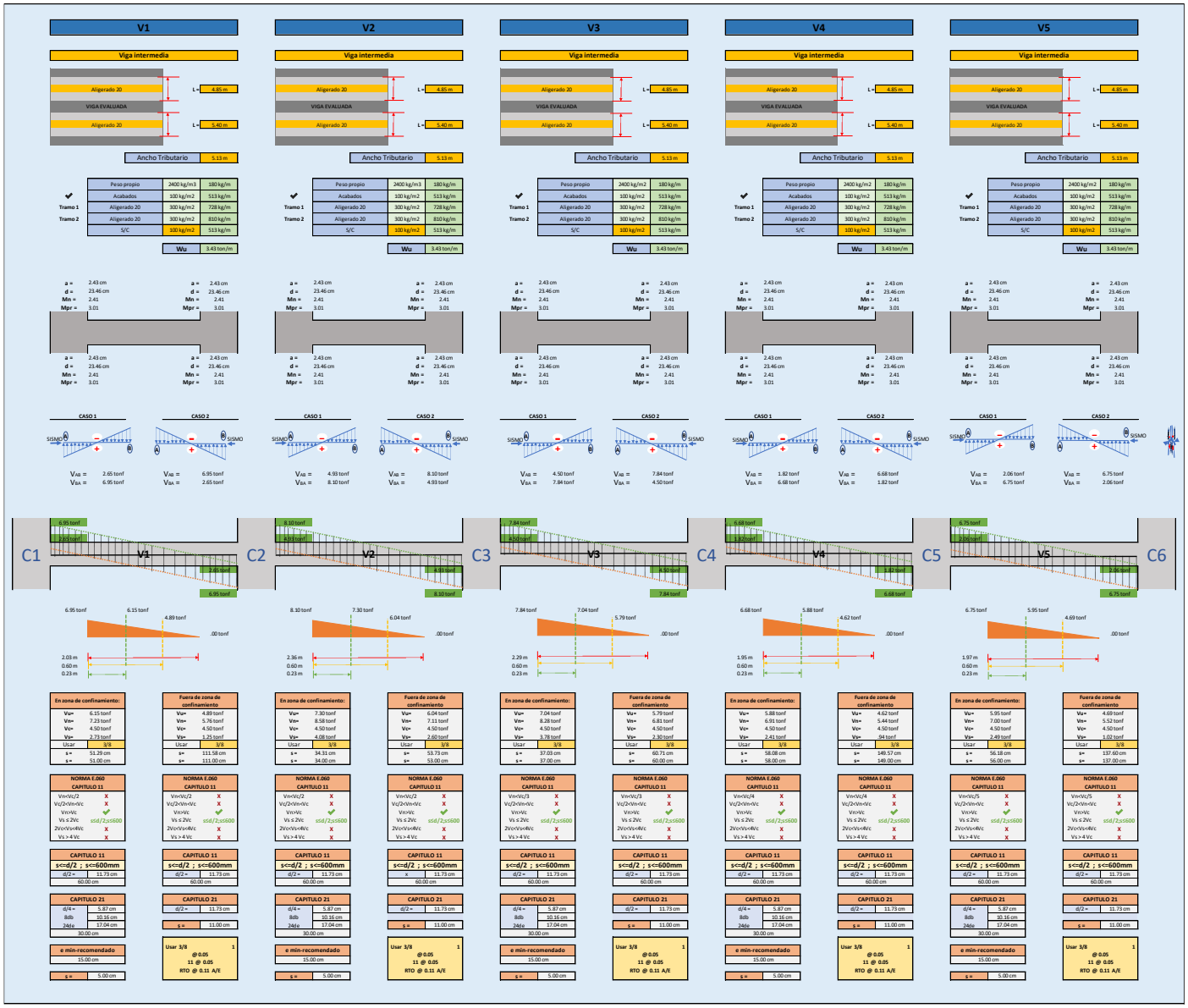
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.36	1.36	0.24	1.45	1.54	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	1.19	1.19	0.24	1.27	1.35	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.10	0.34	0.24	0.35	0.38	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.37	0.37	0.24	0.39	0.41	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.20	1.20	0.24	1.28	1.36	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.95	0.95	0.24	1.01	1.07	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V2	Izq. Sup.	0.98	0.98	0.24	1.04	1.11	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.61	0.61	0.24	0.64	0.68	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.10	0.27	0.24	0.28	0.29	0.0004	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.36	0.36	0.24	0.38	0.40	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.06	1.06	0.24	1.13	1.20	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.64	0.64	0.24	0.68	0.72	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V3	Izq. Sup.	1.08	1.08	0.24	1.15	1.22	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.70	0.70	0.24	0.74	0.79	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.27	0.24	0.28	0.30	0.0004	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.38	0.38	0.24	0.40	0.42	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.01	1.01	0.24	1.07	1.14	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.68	0.68	0.24	0.72	0.76	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V4	Izq. Sup.	1.11	1.11	0.24	1.18	1.26	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.88	0.88	0.24	0.93	0.99	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.28	0.24	0.29	0.31	0.0004	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.35	0.35	0.24	0.37	0.39	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.00	1.00	0.24	1.06	1.13	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.83	0.83	0.24	0.88	0.93	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V5	Izq. Sup.	1.10	1.10	0.24	1.17	1.25	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.95	0.95	0.24	1.01	1.07	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.20	0.34	0.24	0.35	0.38	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.53	0.53	0.24	0.56	0.59	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.35	1.35	0.24	1.45	1.54	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	1.22	1.22	0.24	1.30	1.39	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	1.81

ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

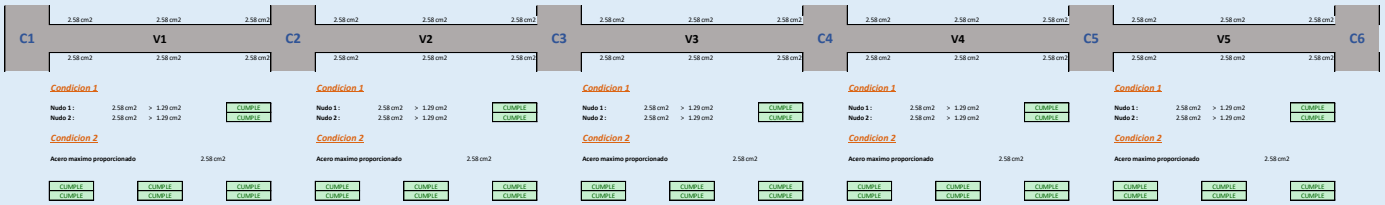
BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V5	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE

BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V5	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE

CAPITULO 21

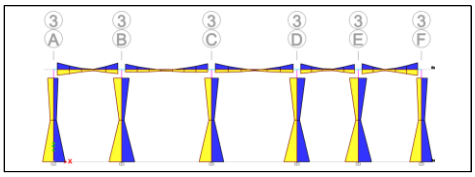
21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

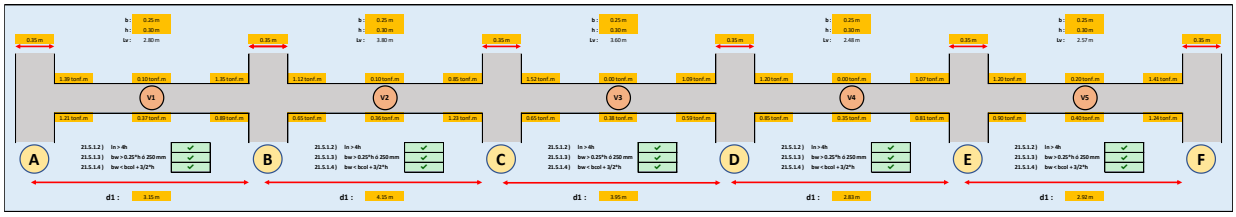
Area de acero finales



Tramos :	5
f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
rimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE 3

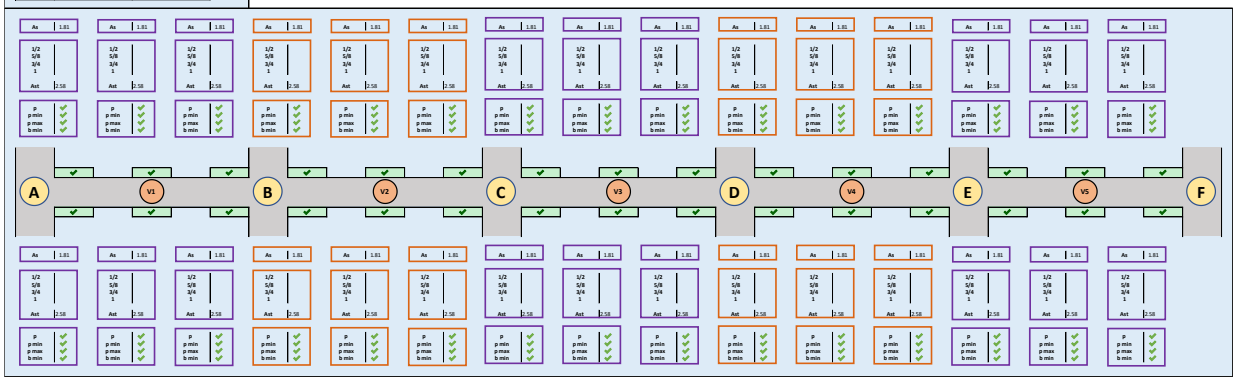




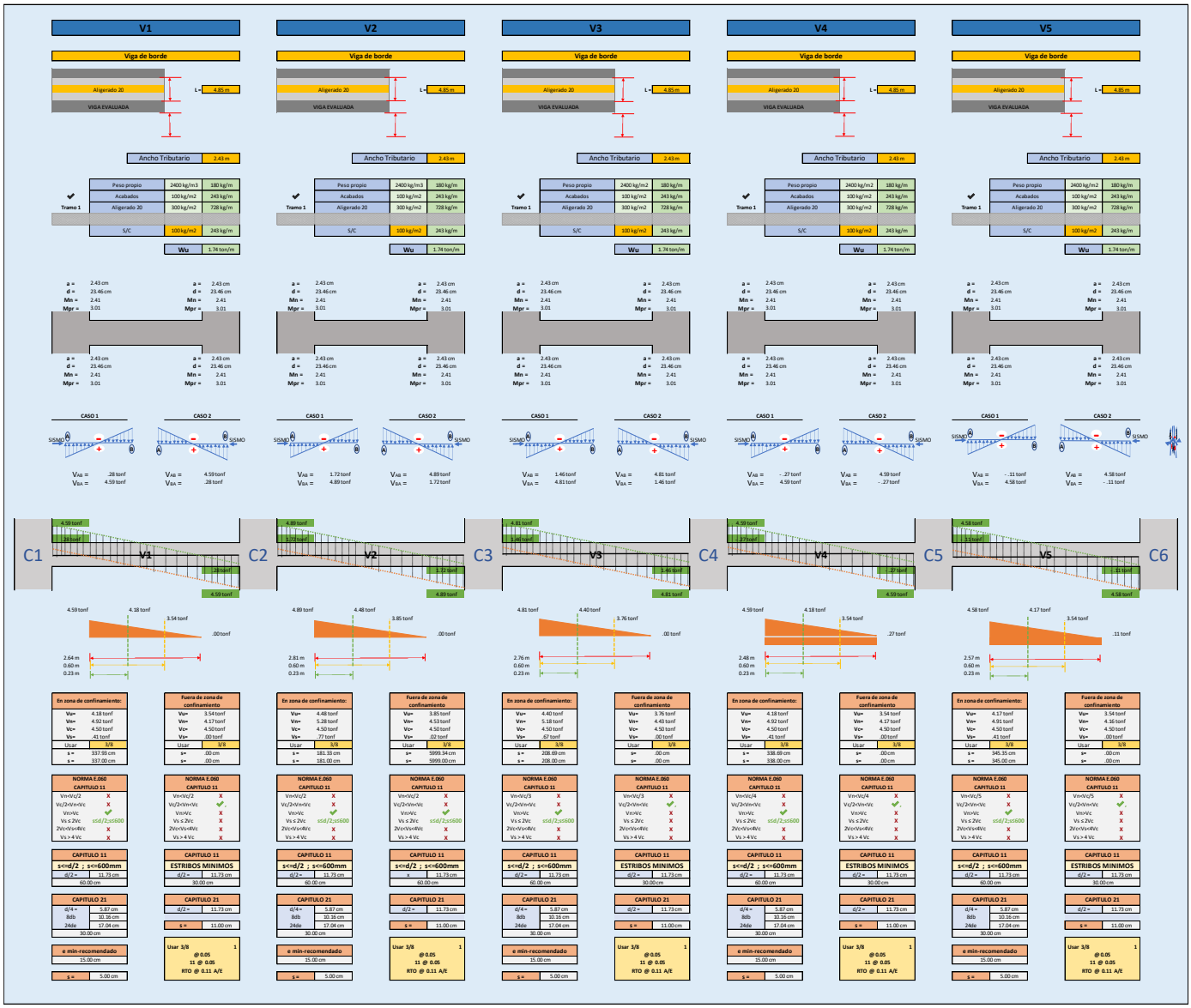
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	1.39	1.39	0.24	1.49	1.59	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	1.21	1.21	0.24	1.29	1.37	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.10	0.35	0.24	0.36	0.39	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.37	0.37	0.24	0.39	0.41	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.35	1.35	0.24	1.45	1.54	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.89	0.89	0.24	0.94	1.00	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V2	Izq. Sup.	1.12	1.12	0.24	1.19	1.27	0.0017	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.65	0.65	0.24	0.69	0.73	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.10	0.31	0.24	0.32	0.34	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.36	0.36	0.24	0.38	0.40	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	0.85	0.85	0.24	0.90	0.96	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	1.23	1.23	0.24	1.32	1.40	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V3	Izq. Sup.	1.52	1.52	0.24	1.64	1.74	0.0023	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.65	0.76	0.24	0.80	0.85	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.38	0.24	0.40	0.42	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.38	0.38	0.24	0.40	0.42	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.09	1.09	0.24	1.16	1.23	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.59	0.59	0.24	0.62	0.66	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V4	Izq. Sup.	1.20	1.20	0.24	1.28	1.36	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.85	0.85	0.24	0.90	0.96	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.00	0.30	0.24	0.31	0.33	0.0004	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.35	0.35	0.24	0.37	0.39	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.07	1.07	0.24	1.14	1.21	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	0.81	0.81	0.24	0.86	0.91	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
V5	Izq. Sup.	1.20	1.20	0.24	1.28	1.36	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Izq. Inf.	0.90	0.90	0.24	0.96	1.02	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Sup.	0.20	0.35	0.24	0.37	0.39	0.0005	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Cnt. Inf.	0.40	0.40	0.24	0.42	0.45	0.0006	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Sup.	1.41	1.41	0.24	1.51	1.61	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	1.81
	Der. Inf.	1.24	1.24	0.24	1.33	1.41	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	1.81

ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 1/2
	INFERIOR	2 de 1/2



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V5	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE

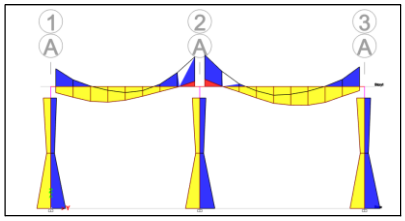
BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 1/2	3.96 cm2	
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V3	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V4	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE
V5	pmin= 0.0024	Asmin = 1.81 cm2	CUMPLE

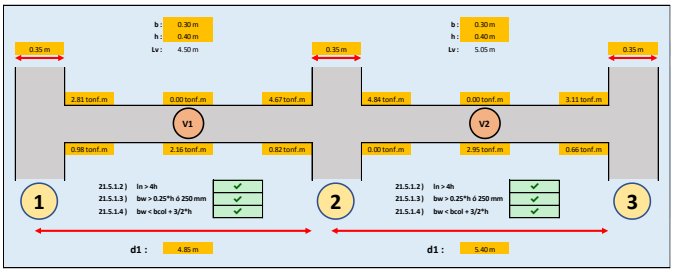
CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

Tramos :	2
f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
ecubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE A

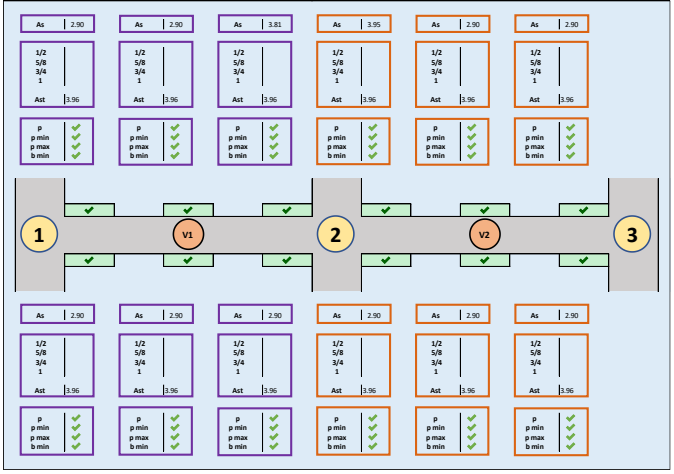




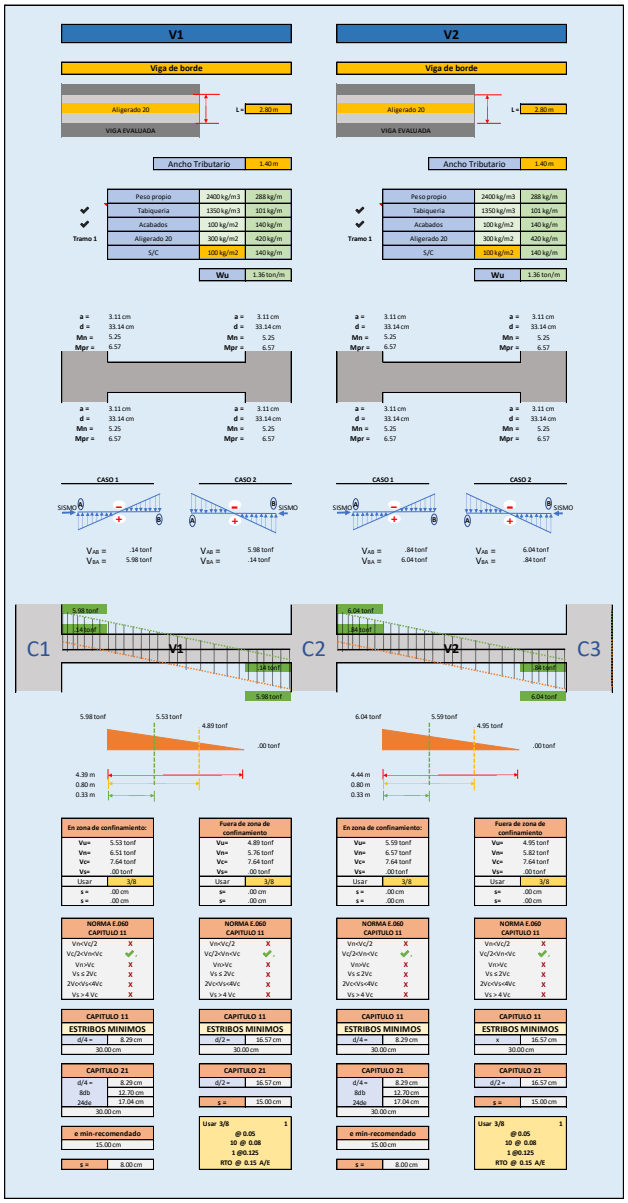
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	2.81	2.81	0.34	1.76	2.25	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Izq. Inf.	0.98	1.41	0.34	0.87	1.11	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.17	0.34	0.72	0.92	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	2.16	2.16	0.34	1.35	1.72	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	4.67	4.67	0.34	2.99	3.81	0.0032	0.0024	0.0163	0.0032	3.81
	Der. Inf.	0.82	2.34	0.34	1.46	1.86	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
V2	Izq. Sup.	4.84	4.84	0.34	3.10	3.95	0.0033	0.0024	0.0163	0.0033	3.95
	Izq. Inf.	0.00	2.42	0.34	1.51	1.93	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.21	0.34	0.75	0.95	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	2.95	2.95	0.34	1.85	2.36	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	3.11	3.11	0.34	1.96	2.50	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Inf.	0.66	1.56	0.34	0.96	1.23	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Diseño por cortante

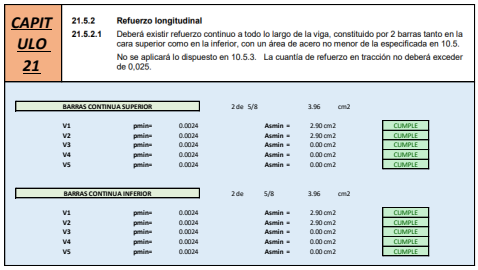


CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

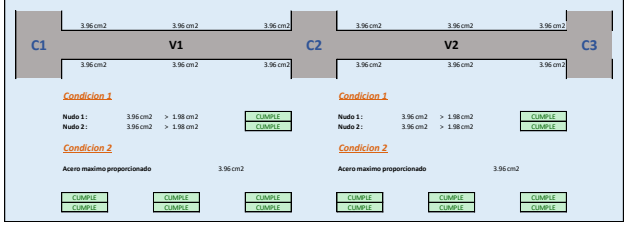
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.



CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

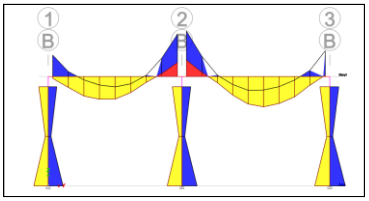
Area de acero finales

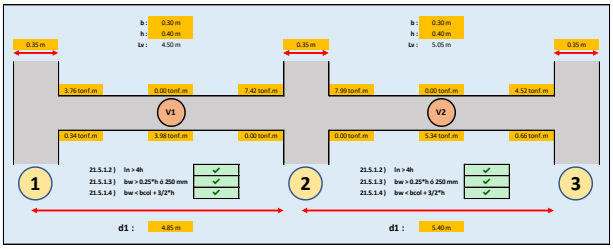


Tramos :	2

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
rimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE B

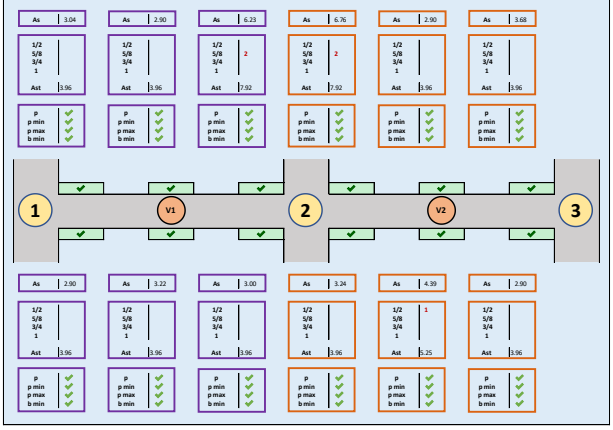




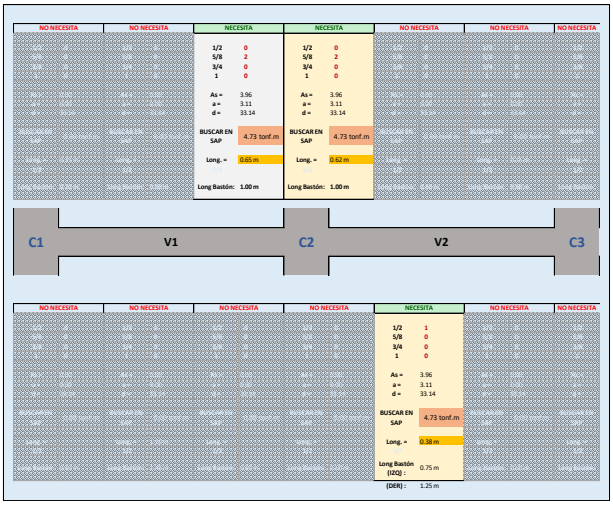
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	3.76	3.76	0.34	2.38	3.04	0.0025	0.0024	0.0217	0.0025	3.04
	Izq. Inf.	0.34	1.88	0.34	1.17	1.49	0.0012	0.0024	0.0217	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.86	0.34	1.15	1.47	0.0012	0.0024	0.0217	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	3.98	3.98	0.34	2.53	3.22	0.0027	0.0024	0.0217	0.0027	3.22
	Der. Sup.	7.42	7.42	0.34	4.89	6.23	0.0052	0.0024	0.0217	0.0052	6.23
	Der. Inf.	0.00	3.71	0.34	2.35	3.00	0.0025	0.0024	0.0217	0.0025	3.00
V2	Izq. Sup.	7.99	7.99	0.34	5.30	6.76	0.0056	0.0024	0.0217	0.0056	6.76
	Izq. Inf.	0.00	4.00	0.34	2.54	3.24	0.0027	0.0024	0.0217	0.0027	3.24
	Cnt. Sup.	0.00	2.00	0.34	1.24	1.59	0.0013	0.0024	0.0217	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	5.34	5.34	0.34	3.44	4.39	0.0037	0.0024	0.0217	0.0037	4.39
	Der. Sup.	4.52	4.52	0.34	2.89	3.68	0.0031	0.0024	0.0217	0.0031	3.68
	Der. Inf.	0.66	2.26	0.34	1.41	1.80	0.0015	0.0024	0.0217	0.0024	2.90

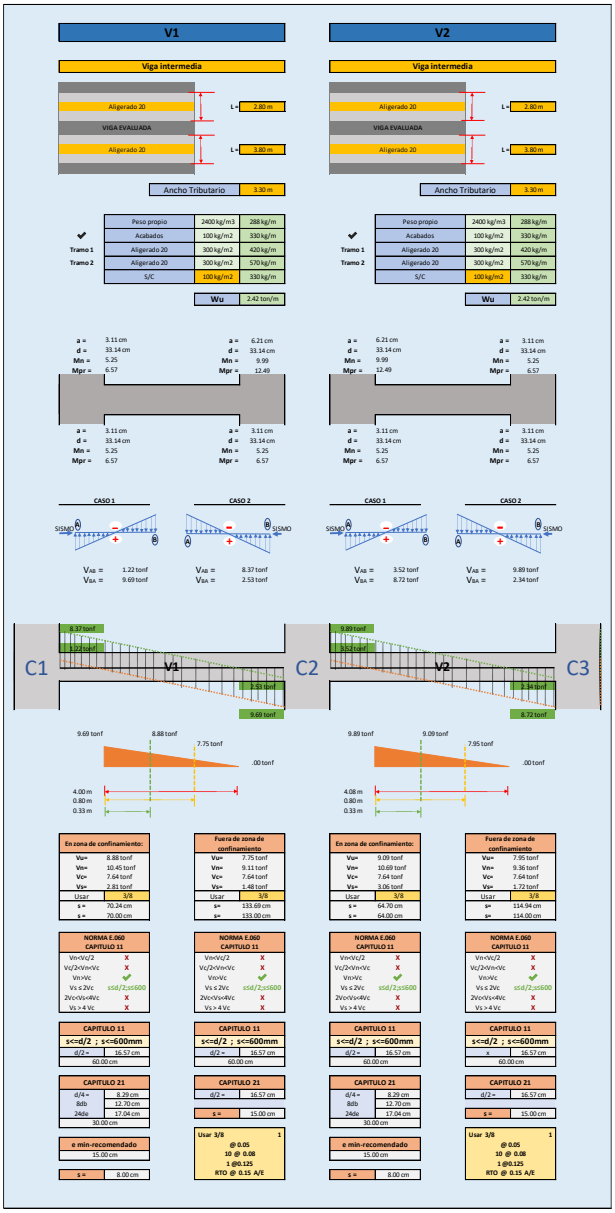
ACERO CONTINUO	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante

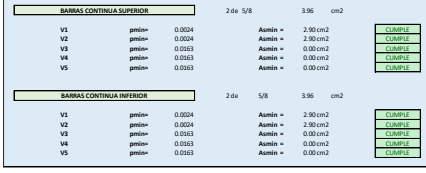


CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

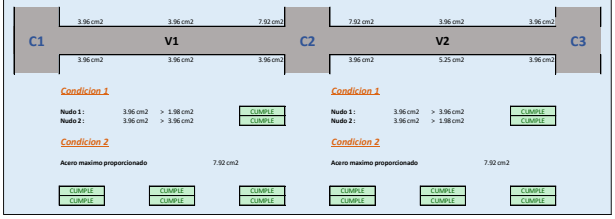
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.



CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

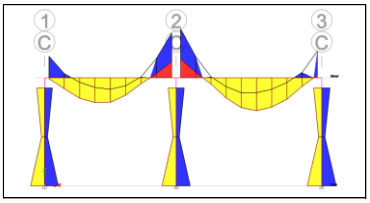
Area de acero finales

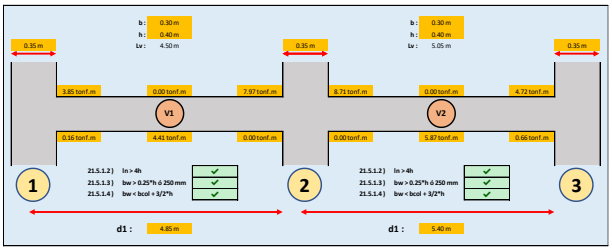


Tramos :	2

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
cubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE C

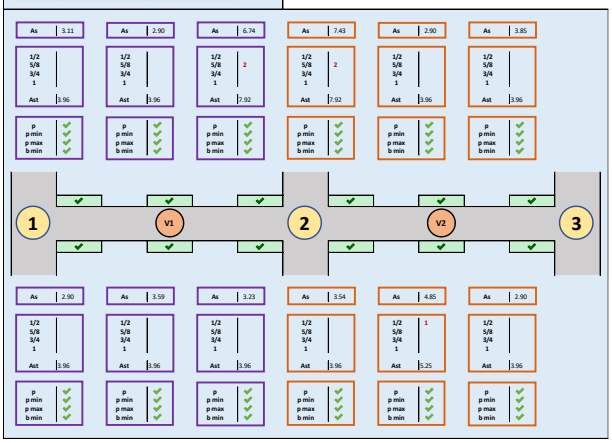




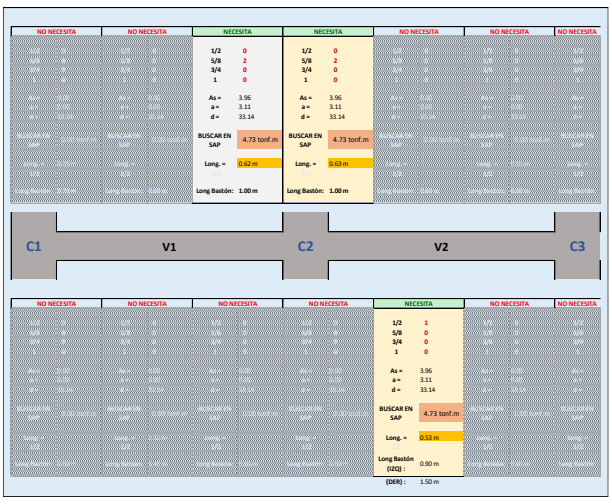
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	3.85	3.85	0.34	2.44	3.11	0.0026	0.0024	0.0163	0.0026	3.11
	Izq. Inf.	0.16	1.99	0.34	1.24	1.58	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.99	0.34	1.24	1.58	0.0013	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	4.41	4.41	0.34	2.81	3.59	0.0030	0.0024	0.0163	0.0030	3.59
	Der. Sup.	7.97	7.97	0.34	5.28	6.74	0.0056	0.0024	0.0163	0.0056	6.74
	Der. Inf.	0.00	3.99	0.34	2.53	3.23	0.0027	0.0024	0.0163	0.0027	3.23
V2	Izq. Sup.	8.71	8.71	0.34	5.83	7.43	0.0062	0.0024	0.0163	0.0062	7.43
	Izq. Inf.	0.00	4.36	0.34	2.78	3.54	0.0029	0.0024	0.0163	0.0029	3.54
	Cnt. Sup.	0.00	2.18	0.34	1.36	1.73	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	5.87	5.87	0.34	3.80	4.85	0.0040	0.0024	0.0163	0.0040	4.85
	Der. Sup.	4.72	4.72	0.34	3.02	3.85	0.0032	0.0024	0.0163	0.0032	3.85
	Der. Inf.	0.66	2.36	0.34	1.48	1.88	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

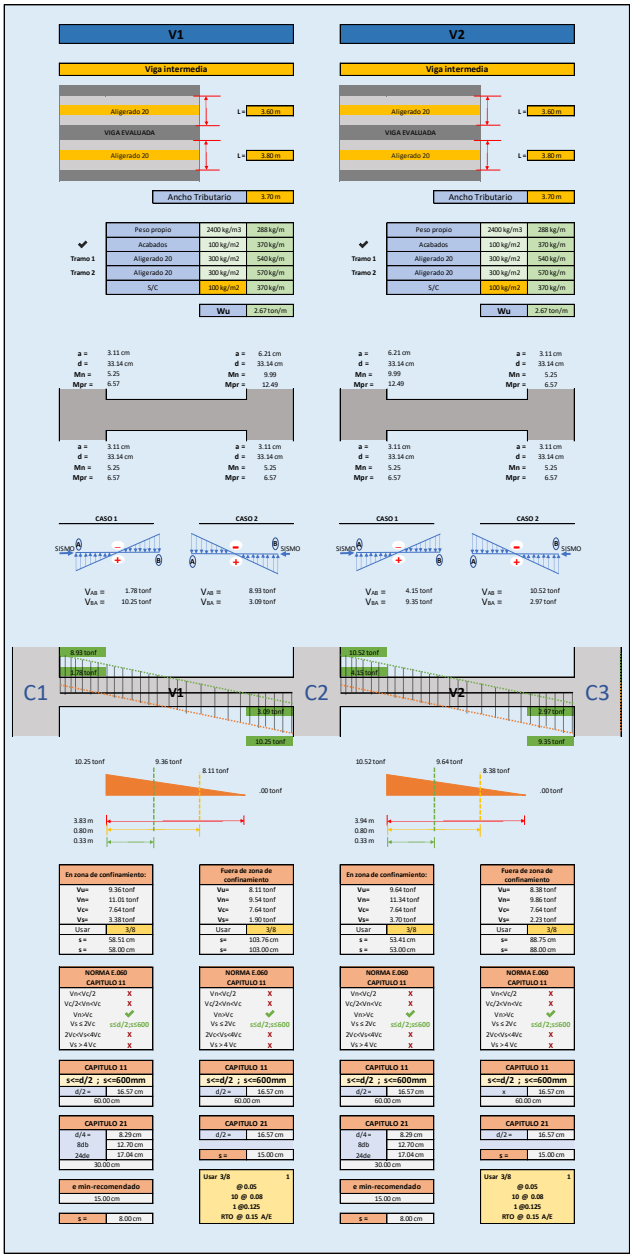
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 **Refuerzo longitudinal**

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

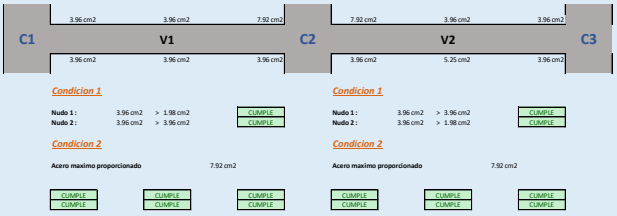
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR	2 de 5/8	3.96 cm2		
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE	
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE	
BARRAS CONTINUA INFERIOR	2 de 5/8	3.96 cm2		
V1	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE	
V2	pmin= 0.0024	Asmin = 2.90 cm2	CUMPLE	

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

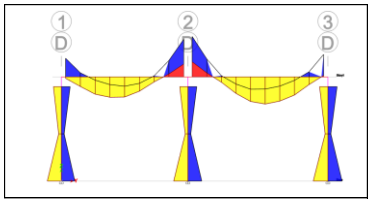
Area de acero finales

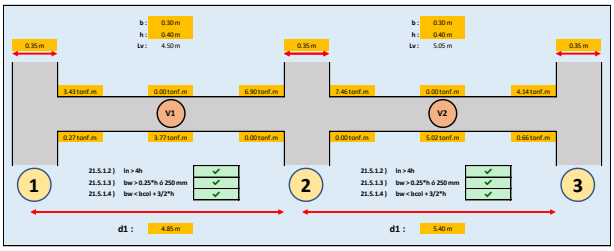


Tramos :	2

f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
recubrimiento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE D

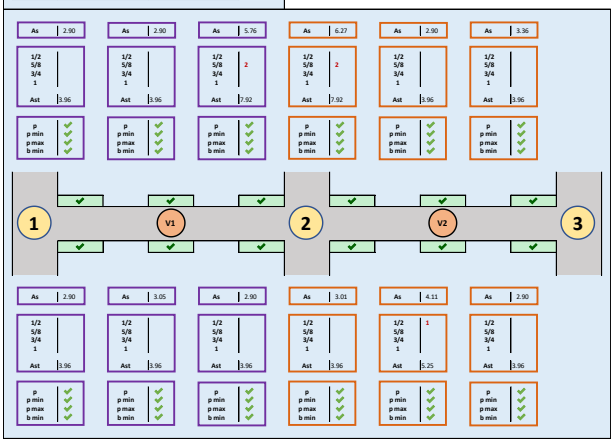




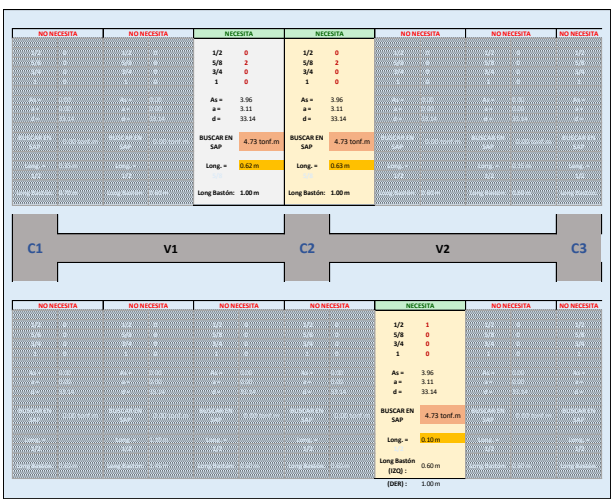
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	3.43	3.43	0.34	2.17	2.76	0.0023	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Izq. Inf.	0.27	1.73	0.34	1.07	1.37	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.73	0.34	1.07	1.37	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	3.77	3.77	0.34	2.39	3.05	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	3.05
	Der. Sup.	6.90	6.90	0.34	4.52	5.76	0.0048	0.0024	0.0163	0.0048	5.76
	Der. Inf.	0.00	3.45	0.34	2.18	2.78	0.0023	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
V2	Izq. Sup.	7.46	7.46	0.34	4.92	6.27	0.0052	0.0024	0.0163	0.0052	6.27
	Izq. Inf.	0.00	3.73	0.34	2.36	3.01	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	3.01
	Cnt. Sup.	0.00	1.87	0.34	1.16	1.48	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	5.02	5.02	0.34	3.22	4.11	0.0034	0.0024	0.0163	0.0034	4.11
	Der. Sup.	4.14	4.14	0.34	2.63	3.36	0.0028	0.0024	0.0163	0.0028	3.36
	Der. Inf.	0.66	2.07	0.34	1.29	1.65	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

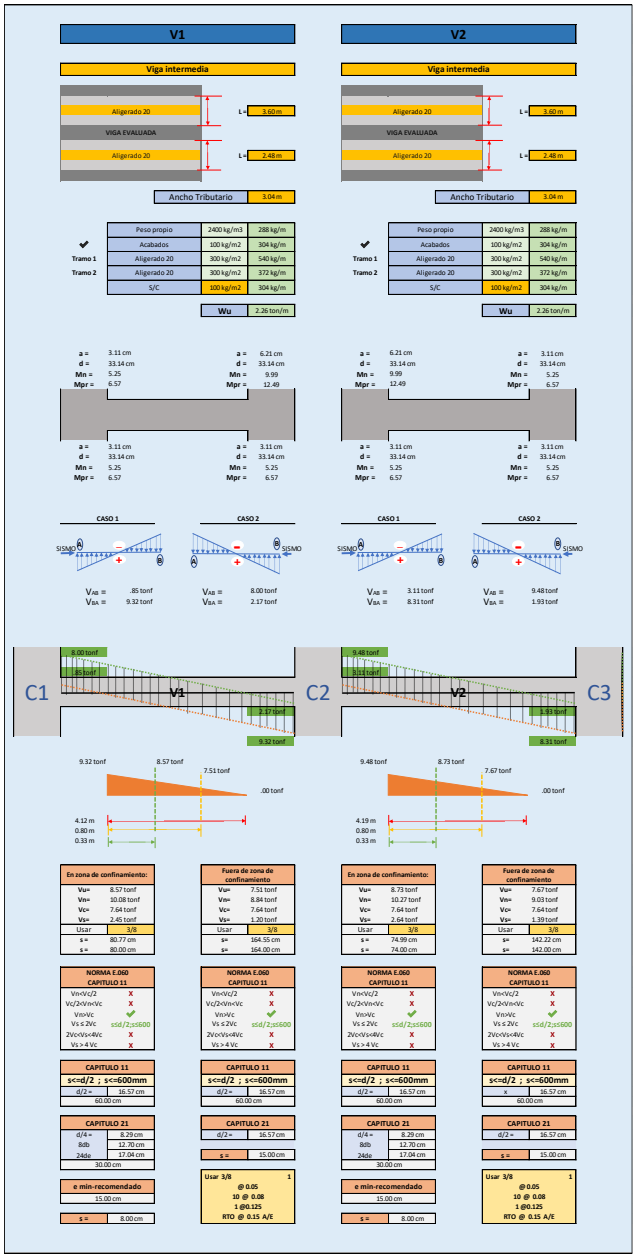
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 Refuerzo longitudinal

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

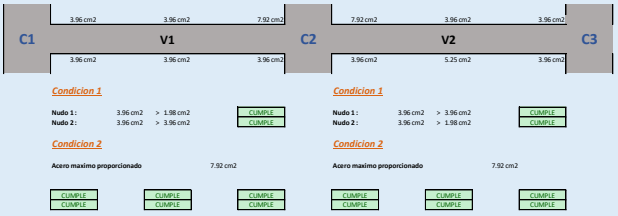
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR						
		2 de 5/8	3.96 cm2			
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE	
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE	
BARRAS CONTINUA INFERIOR						
		2 de	5/8	3.96 cm2		
V1	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE	
V2	pmin=	0.0024	Asmin =	2.90 cm2	CUMPLE	

CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

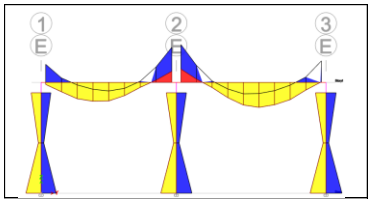
Area de acero finales

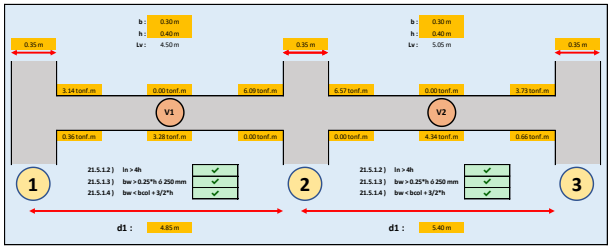


Tramos :	2

f'c :	210 kg/f/m
fy :	4200 kg/f/m
miento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE E

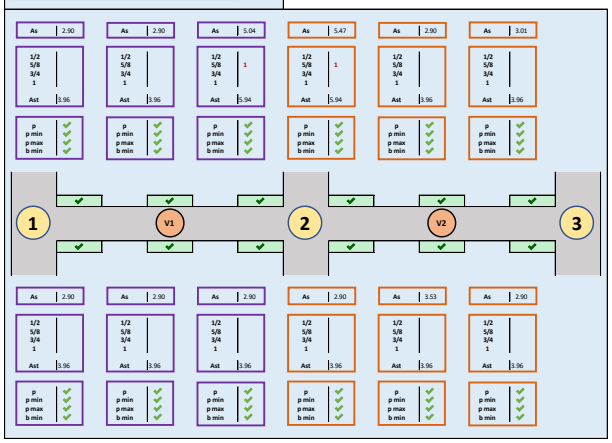




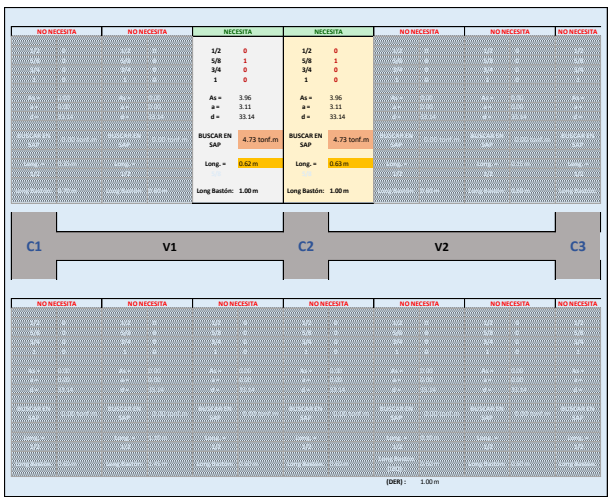
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	3.14	3.14	0.34	1.98	2.52	0.0021	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Izq. Inf.	0.36	1.57	0.34	0.97	1.24	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.52	0.34	0.94	1.20	0.0010	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	3.28	3.28	0.34	2.07	2.64	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	6.09	6.09	0.34	3.95	5.04	0.0042	0.0024	0.0163	0.0042	5.04
	Der. Inf.	0.00	3.05	0.34	1.92	2.44	0.0020	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
V2	Izq. Sup.	6.57	6.57	0.34	4.29	5.47	0.0046	0.0024	0.0163	0.0046	5.47
	Izq. Inf.	0.00	3.29	0.34	2.07	2.64	0.0022	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.64	0.34	1.02	1.30	0.0011	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	4.34	4.34	0.34	2.77	3.53	0.0029	0.0024	0.0163	0.0029	3.53
	Der. Sup.	3.73	3.73	0.34	2.36	3.01	0.0025	0.0024	0.0163	0.0025	3.01
	Der. Inf.	0.66	1.87	0.34	1.16	1.48	0.0012	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

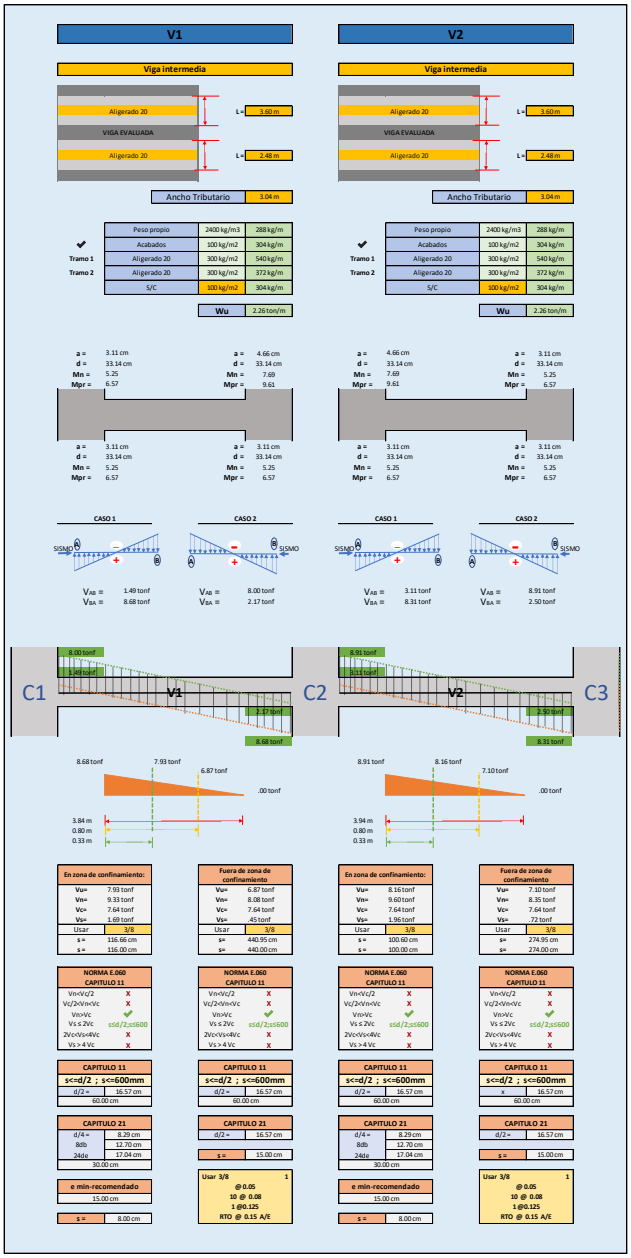
ACERO CONTINUO		
	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Longitud de bastones



Diseño por cortante



CAPITULO 21

21.5.2 **Refuerzo longitudinal**

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

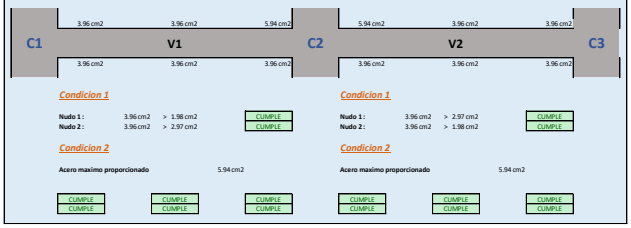
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

BARRAS CONTINUA SUPERIOR		2 de 5/8	3.96 cm2		
V1	pmin= 0.0024		Asmin = 2.90 cm2		CUMPLE
V2	pmin= 0.0024		Asmin = 2.90 cm2		CUMPLE
BARRAS CONTINUA INFERIOR		2 de 5/8	3.96 cm2		
V1	pmin= 0.0024		Asmin = 2.90 cm2		CUMPLE
V2	pmin= 0.0024		Asmin = 2.90 cm2		CUMPLE

CAPITULO 21

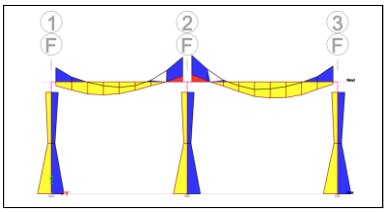
21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

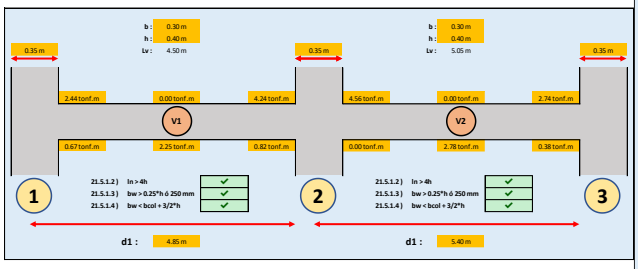
Area de acero finales



Tramos :	2
f'c :	210 kgf/m
fy :	4200 kgf/m
miento :	0.04 m
φ :	0.9
β1 :	0.85

EJE F

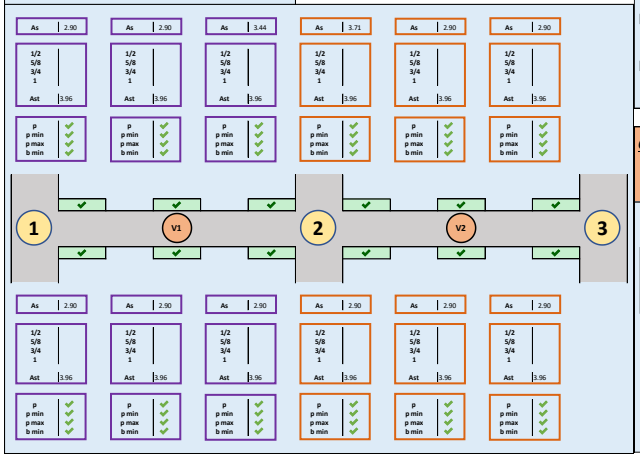




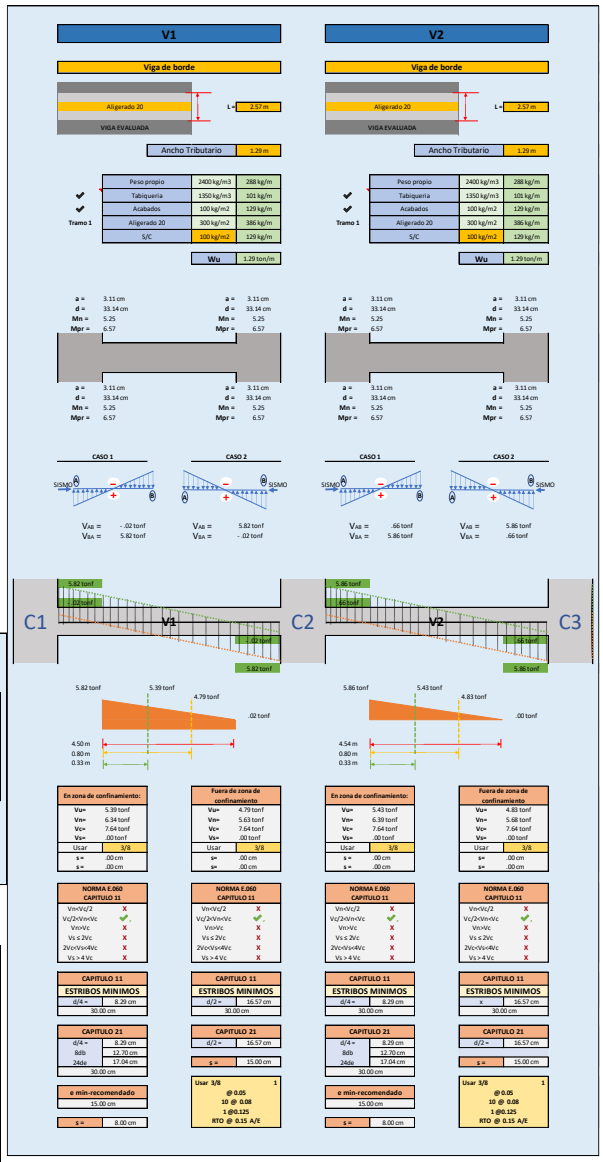
Diseño por flexión

Viga	Ubicación	Mu	Mu*	d	a	As	p	p min	p max	p usar	As usar
V1	Izq. Sup.	2.44	2.44	0.34	1.53	1.95	0.0016	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Izq. Inf.	0.67	1.22	0.34	0.75	0.96	0.0008	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.06	0.34	0.65	0.83	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	2.25	2.25	0.34	1.40	1.79	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	4.24	4.24	0.34	2.70	3.44	0.0029	0.0024	0.0163	0.0029	3.44
	Der. Inf.	0.82	2.12	0.34	1.32	1.69	0.0014	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
V2	Izq. Sup.	4.56	4.56	0.34	2.91	3.71	0.0031	0.0024	0.0163	0.0031	3.71
	Izq. Inf.	0.00	2.28	0.34	1.42	1.82	0.0015	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Sup.	0.00	1.14	0.34	0.70	0.90	0.0007	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Cnt. Inf.	2.78	2.78	0.34	1.74	2.22	0.0019	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Sup.	2.74	2.74	0.34	1.72	2.19	0.0018	0.0024	0.0163	0.0024	2.90
	Der. Inf.	0.38	1.37	0.34	0.85	1.08	0.0009	0.0024	0.0163	0.0024	2.90

ACERO CONTINUO	SUPERIOR	2 de 5/8
	INFERIOR	2 de 5/8



Diseño por cortante

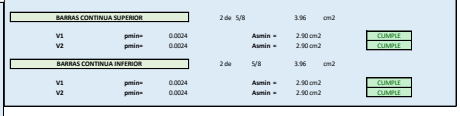


CAPITULO 21

21.5.2 **Refuerzo longitudinal**

21.5.2.1 Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor de la especificada en 10.5.

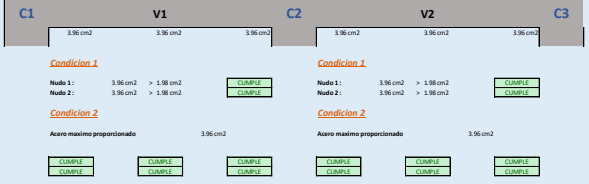
No se aplicará lo dispuesto en 10.5.3. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.



CAPITULO 21

21.5.2.2 La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

Area de acero finales

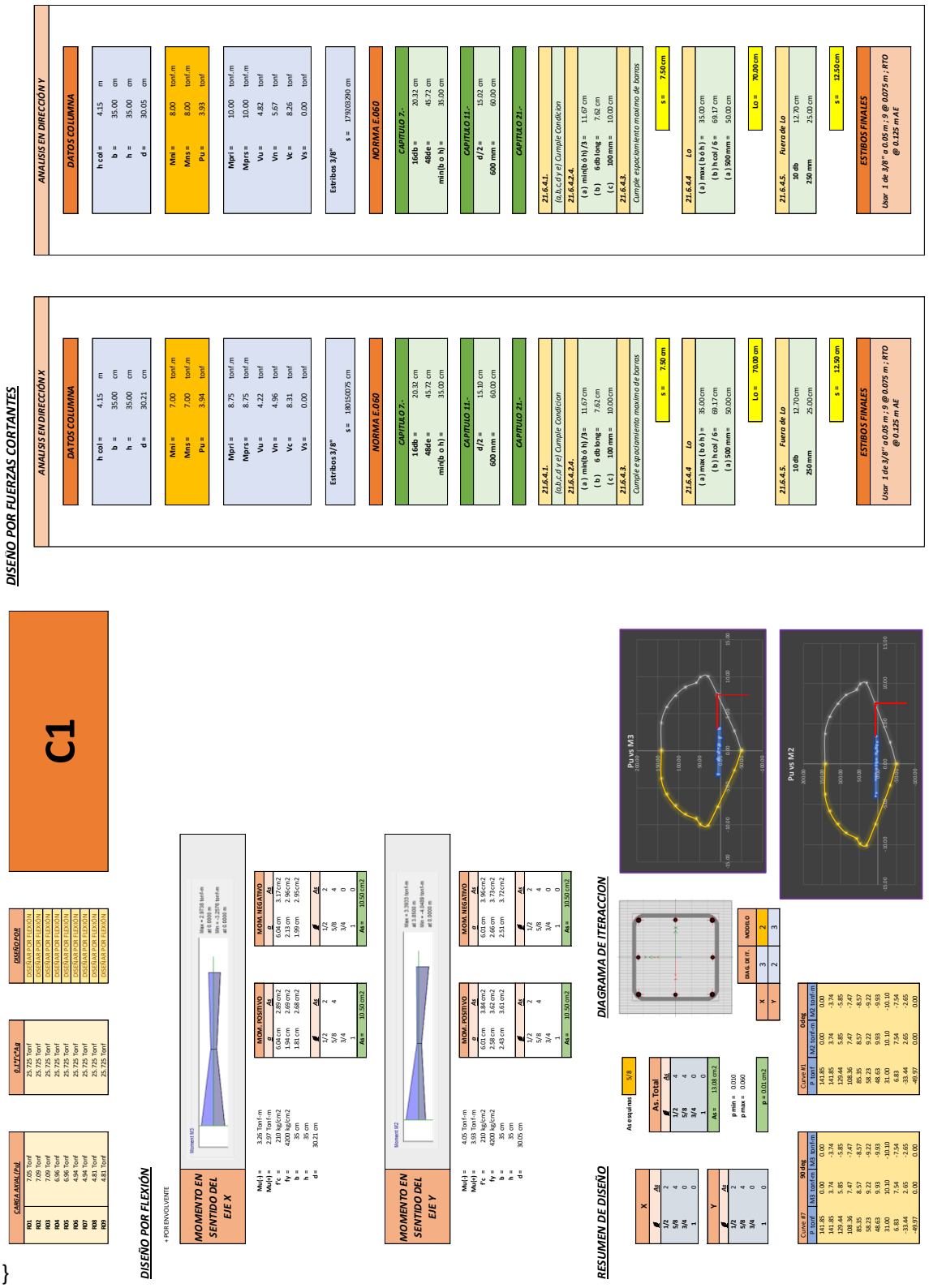


Fuente: Elaboración propia.

4.4 Diseño de columnas

4.4.1 Diseño de columnas bloque A

Tabla 79: Diseño de Columnas del Bloque A



CARGA AXIAL (Pu)	
R01	14.58 Tonf
R02	13.56 Tonf
R03	13.56 Tonf
R04	12.95 Tonf
R05	12.95 Tonf
R06	8.87 Tonf
R07	8.87 Tonf
R08	8.26 Tonf
R09	8.26 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C2

DISEÑO POR FLEXIÓN

+POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

Mu(-) =	3.25 Tonf-m
Mu(+) =	3.02 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

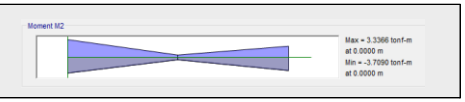
MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.94 cm2
1.98 cm	2.73 cm2
1.84 cm	2.73 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.16 cm2
2.13 cm	2.95 cm2
1.98 cm	2.94 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.7 Tonf-m
Mu(+) =	3.34 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.27 cm2
2.20 cm	3.05 cm2
2.05 cm	3.04 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.62 cm2
2.43 cm	3.40 cm2
2.28 cm	3.39 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

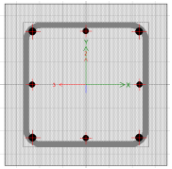
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

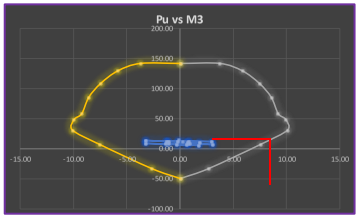
p min = 0.010
p max = 0.060

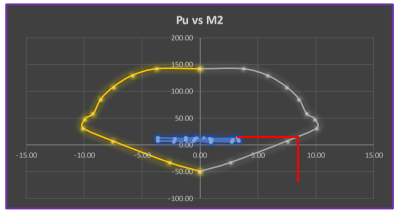
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	8.50	tonf.m
Mns =	8.50	tonf.m
Pu =	7.50	tonf
Mpri =	10.625	tonf.m
Mprs =	10.625	tonf.m
Vu =	5.12	tonf
Vn =	6.02	tonf
Vc =	8.47	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	9.00	tonf.m
Mns =	9.00	tonf.m
Pu =	7.70	tonf
Mpri =	11.25	tonf.m
Mprs =	11.25	tonf.m
Vu =	5.42	tonf
Vn =	6.38	tonf
Vc =	8.44	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	7.46 Tonf
R02	7.43 Tonf
R03	7.43 Tonf
R04	7.24 Tonf
R05	7.24 Tonf
R06	5.14 Tonf
R07	5.14 Tonf
R08	4.96 Tonf
R09	4.96 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

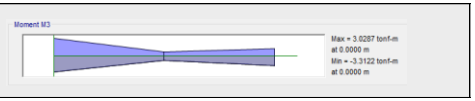
DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C3

DISEÑO POR FLEXIÓN

+POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

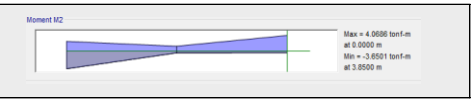


Mu(-) =	3.31 Tonf-m
Mu(+) =	3.03 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.95 cm2
1.98 cm	2.74 cm2
1.84 cm	2.74 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.22 cm2
2.17 cm	3.01 cm2
2.02 cm	3.00 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.65 Tonf-m
Mu(+) =	4.06 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.97 cm2
2.67 cm	3.74 cm2
2.51 cm	3.73 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.57 cm2
2.40 cm	3.35 cm2
2.25 cm	3.34 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

x

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

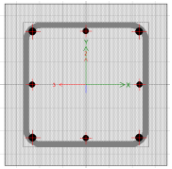
As esquinas	5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

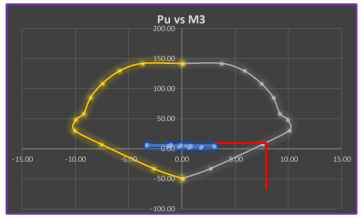
p min =	0.010
p max =	0.060

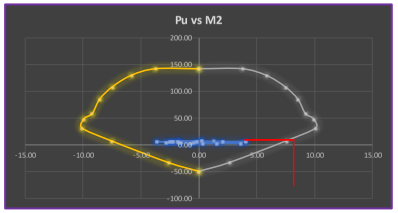
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	7.50	tonf.m
Mns =	7.50	tonf.m
Pu =	5.64	tonf
Mpri =	9.375	tonf.m
Mprs =	9.375	tonf.m
Vu =	4.52	tonf
Vn =	5.32	tonf
Vc =	8.39	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"

s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.

(a,b,c,d y e) Cumple Condicion

21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.

Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	8.00	tonf.m
Mns =	8.00	tonf.m
Pu =	5.80	tonf
Mpri =	10	tonf.m
Mprs =	10	tonf.m
Vu =	4.82	tonf
Vn =	5.67	tonf
Vc =	8.35	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"

s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.

(a,b,c,d y e) Cumple Condicion

21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.

Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	12.61 Tonf
R02	11.46 Tonf
R03	11.46 Tonf
R04	11.71 Tonf
R05	11.71 Tonf
R06	7.41 Tonf
R07	7.41 Tonf
R08	7.66 Tonf
R09	7.66 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

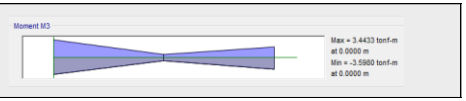
DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C4

DISEÑO POR FLEXIÓN

+POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



Mu(-) =	3.6 Tonf-m
Mu(+) =	3.44 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.35 cm2
2.25 cm	3.13 cm2
2.10 cm	3.12 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.50 cm2
2.36 cm	3.28 cm2
2.21 cm	3.27 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	4.87 Tonf-m
Mu(+) =	4.77 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	4.67 cm2
3.14 cm	4.43 cm2
2.98 cm	4.42 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	4.76 cm2
3.20 cm	4.53 cm2
3.04 cm	4.52 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

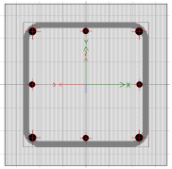
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

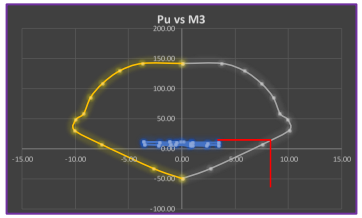
p min = 0.010
p max = 0.060

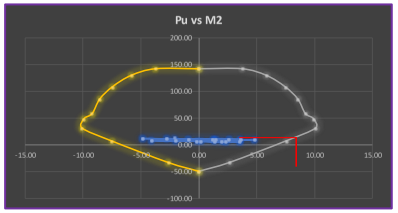
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	8.00	tonf.m
Mns =	8.00	tonf.m
Pu =	10.47	tonf
Mpri =	10	tonf.m
Mprs =	10	tonf.m
Vu =	4.82	tonf
Vn =	5.67	tonf
Vc =	8.62	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	9.00	tonf.m
Mns =	9.00	tonf.m
Pu =	12.04	tonf
Mpri =	11.25	tonf.m
Mprs =	11.25	tonf.m
Vu =	5.42	tonf
Vn =	6.38	tonf
Vc =	8.64	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	25.63 Tonf
R02	23.36 Tonf
R03	23.36 Tonf
R04	23.06 Tonf
R05	23.06 Tonf
R06	14.35 Tonf
R07	14.35 Tonf
R08	14.04 Tonf
R09	14.04 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

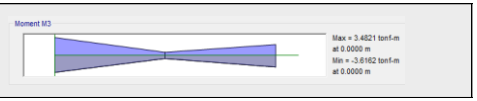
DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C5

DISEÑO POR FLEXIÓN

+POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

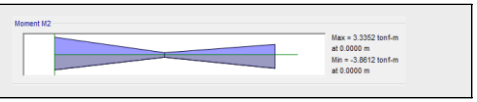


Mu(-) =	3.61 Tonf-m
Mu(+) =	3.48 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.39 cm2
2.28 cm	3.17 cm2
2.13 cm	3.16 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.51 cm2
2.36 cm	3.29 cm2
2.21 cm	3.28 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.86 Tonf-m
Mu(+) =	3.34 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.27 cm2
2.20 cm	3.05 cm2
2.05 cm	3.04 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.78 cm2
2.54 cm	3.55 cm2
2.39 cm	3.54 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

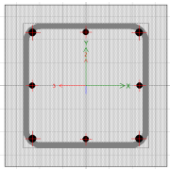
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

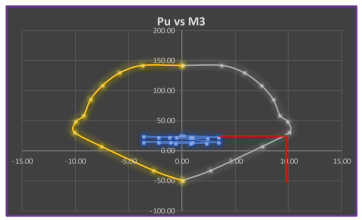
p min = 0.010
p max = 0.060

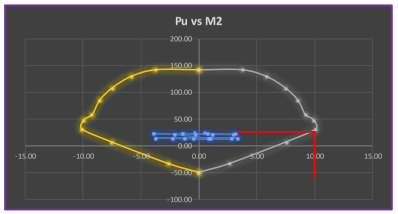
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	9.80	tonf.m
Mns =	9.80	tonf.m
Pu =	13.43	tonf
Mpri =	12.25	tonf.m
Mprs =	12.25	tonf.m
Vu =	5.90	tonf
Vn =	6.95	tonf
Vc =	8.76	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	10.00	tonf.m
Mns =	10.00	tonf.m
Pu =	22.74	tonf
Mpri =	12.5	tonf.m
Mprs =	12.5	tonf.m
Vu =	6.02	tonf
Vn =	7.09	tonf
Vc =	9.15	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	13.42 Tonf
R02	12.17 Tonf
R03	12.17 Tonf
R04	12.34 Tonf
R05	12.34 Tonf
R06	7.84 Tonf
R07	7.84 Tonf
R08	8.00 Tonf
R09	8.00 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

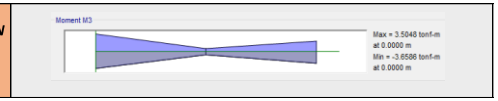
DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C6

DISEÑO POR FLEXIÓN

+POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

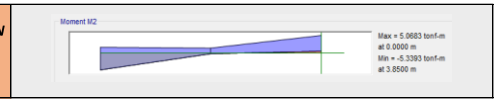


Mu(-) =	3.66	Tonf-m
Mu(+) =	3.51	Tonf-m
f'c =	210	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
b =	35	cm
h =	35	cm
d =	30.21	cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.42 cm2
2.30 cm	3.20 cm2
2.15 cm	3.19 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.56 cm2
2.39 cm	3.34 cm2
2.24 cm	3.33 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	5.34	Tonf-m
Mu(+) =	5.06	Tonf-m
f'c =	210	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
b =	35	cm
h =	35	cm
d =	30.05	cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	4.95 cm2
3.33 cm	4.72 cm2
3.17 cm	4.70 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	5.22 cm2
3.51 cm	4.99 cm2
3.36 cm	4.98 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

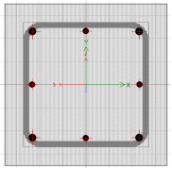
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

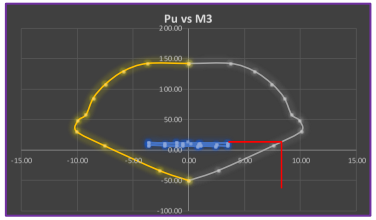
p min = 0.010
p max = 0.060

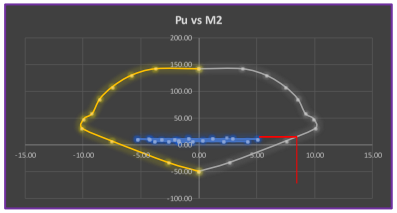
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	8.00	tonf.m
Mns =	8.00	tonf.m
Pu =	11.51	tonf
Mpri =	10	tonf.m
Mprs =	10	tonf.m
Vu =	4.82	tonf
Vn =	5.67	tonf
Vc =	8.66	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	8.00	tonf.m
Mns =	8.00	tonf.m
Pu =	10.93	tonf
Mpri =	10	tonf.m
Mprs =	10	tonf.m
Vu =	4.82	tonf
Vn =	5.67	tonf
Vc =	8.59	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	13.27 Tonf
R02	11.80 Tonf
R03	11.80 Tonf
R04	12.29 Tonf
R05	12.29 Tonf
R06	7.52 Tonf
R07	7.52 Tonf
R08	8.01 Tonf
R09	8.01 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

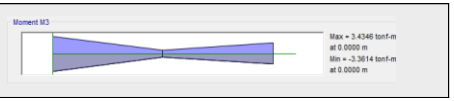
DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C7

DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



Mu(-) =	3.36 Tonf-m
Mu(+) =	3.43 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

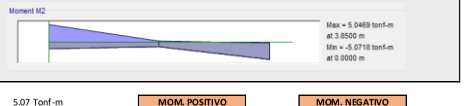
MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.34 cm2
2.24 cm	3.12 cm2
2.10 cm	3.11 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.27 cm2
2.20 cm	3.05 cm2
2.05 cm	3.05 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	5.07 Tonf-m
Mu(+) =	5.04 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	4.93 cm2
3.31 cm	4.70 cm2
3.16 cm	4.68 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	4.96 cm2
3.33 cm	4.73 cm2
3.18 cm	4.71 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

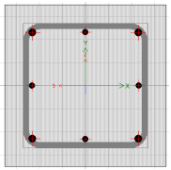
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

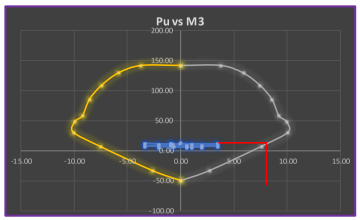
p min = 0.010
p max = 0.060

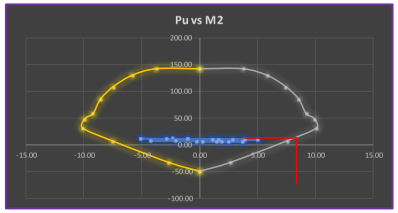
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	8.00	tonf.m
Mns =	8.00	tonf.m
Pu =	11.20	tonf
Mpri =	10	tonf.m
Mprs =	10	tonf.m
Vu =	4.82	tonf
Vn =	5.67	tonf
Vc =	8.65	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	7.80	tonf.m
Mns =	7.80	tonf.m
Pu =	9.37	tonf
Mpri =	9.75	tonf.m
Mprs =	9.75	tonf.m
Vu =	4.70	tonf
Vn =	5.53	tonf
Vc =	8.52	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	25.22 Tonf
R02	24.49 Tonf
R03	24.49 Tonf
R04	24.44 Tonf
R05	24.44 Tonf
R06	14.87 Tonf
R07	14.87 Tonf
R08	14.82 Tonf
R09	14.82 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C8

DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

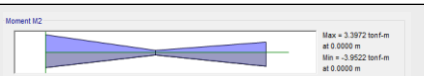
MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

Mu(-) =	3.4 Tonf-m
Mu(+) =	3.45 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.36 cm2
2.26 cm	3.14 cm2
2.11 cm	3.13 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.31 cm2
2.22 cm	3.09 cm2
2.08 cm	3.08 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.95 Tonf-m
Mu(+) =	3.39 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.32 cm2
2.23 cm	3.10 cm2
2.08 cm	3.09 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.86 cm2
2.60 cm	3.63 cm2
2.44 cm	3.63 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

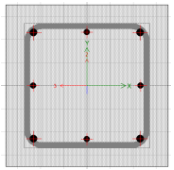
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

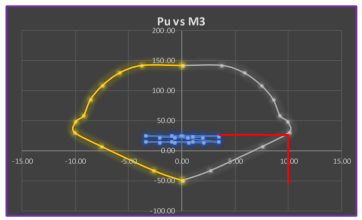
p min = 0.010
p max = 0.060

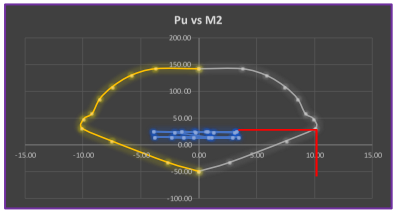
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	10.00	tonf.m
Mns =	10.00	tonf.m
Pu =	24.23	tonf
Mpri =	12.5	tonf.m
Mprs =	12.5	tonf.m
Vu =	6.02	tonf
Vn =	7.09	tonf
Vc =	9.27	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	10.00	tonf.m
Mns =	10.00	tonf.m
Pu =	24.28	tonf
Mpri =	12.5	tonf.m
Mprs =	12.5	tonf.m
Vu =	6.02	tonf
Vn =	7.09	tonf
Vc =	9.22	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	14.15 Tonf
R02	12.53 Tonf
R03	12.53 Tonf
R04	12.97 Tonf
R05	12.97 Tonf
R06	7.94 Tonf
R07	7.94 Tonf
R08	8.38 Tonf
R09	8.38 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C9

DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

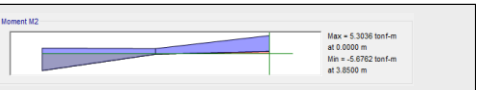
MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

Mu(-) =	3.42	Tonf-m
Mu(+) =	3.5	Tonf-m
f'c =	210	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
b =	35	cm
h =	35	cm
d =	30.21	cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.41 cm2
2.29 cm	3.19 cm2
2.14 cm	3.18 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.33 cm2
2.24 cm	3.11 cm2
2.09 cm	3.10 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	5.68	Tonf-m
Mu(+) =	5.3	Tonf-m
f'c =	210	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
b =	35	cm
h =	35	cm
d =	30.21	cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	5.16 cm2
3.47 cm	4.92 cm2
3.31 cm	4.91 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	5.53 cm2
3.72 cm	5.30 cm2
3.56 cm	5.29 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

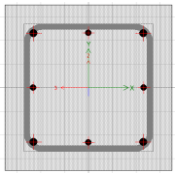
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

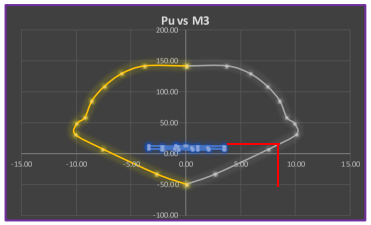
p min = 0.010
p max = 0.060

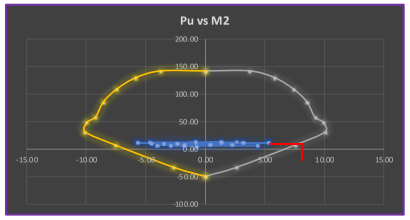
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	8.00	tonf.m
Mns =	8.00	tonf.m
Pu =	11.61	tonf
Mpri =	10	tonf.m
Mprs =	10	tonf.m
Vu =	4.82	tonf
Vn =	5.67	tonf
Vc =	8.67	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	9.00	tonf.m
Mns =	9.00	tonf.m
Pu =	12.04	tonf
Mpri =	11.25	tonf.m
Mprs =	11.25	tonf.m
Vu =	5.42	tonf
Vn =	6.38	tonf
Vc =	8.69	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	12.48 Tonf
R02	11.08 Tonf
R03	11.08 Tonf
R04	11.61 Tonf
R05	11.61 Tonf
R06	7.06 Tonf
R07	7.06 Tonf
R08	7.60 Tonf
R09	7.60 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C10

DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

Mu(-) =	3.44 Tonf-m
Mu(+) =	3.44 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.35 cm2
2.25 cm	3.13 cm2
2.10 cm	3.12 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.35 cm 2
2.25 cm	3.13 cm 2
2.10 cm	3.12 cm 2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	5.03 Tonf-m
Mu(+) =	4.89 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	4.78 cm2
3.22 cm	4.55 cm2
3.06 cm	4.54 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	4.92 cm 2
3.31 cm	4.69 cm 2
3.15 cm	4.67 cm 2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

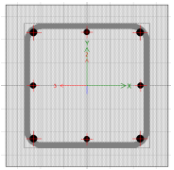
As esquinas	5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

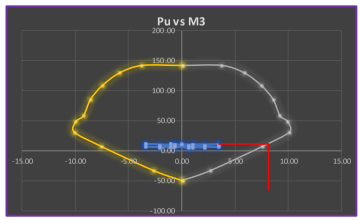
p min =	0.010
p max =	0.060

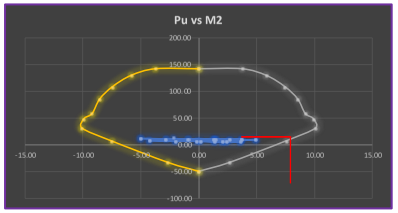
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	7.50	tonf.m
Mns =	7.50	tonf.m
Pu =	10.20	tonf
Mpri =	9.375	tonf.m
Mprs =	9.375	tonf.m
Vu =	4.52	tonf
Vn =	5.32	tonf
Vc =	8.60	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"

s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.

(a,b,c,d y e) Cumple Condicion

21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.

Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	7.50	tonf.m
Mns =	7.50	tonf.m
Pu =	8.67	tonf
Mpri =	9.375	tonf.m
Mprs =	9.375	tonf.m
Vu =	4.52	tonf
Vn =	5.32	tonf
Vc =	8.49	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"

s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.

(a,b,c,d y e) Cumple Condicion

21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.

Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	24.98 Tonf
R02	22.96 Tonf
R03	22.96 Tonf
R04	23.01 Tonf
R05	23.01 Tonf
R06	13.92 Tonf
R07	13.92 Tonf
R08	13.97 Tonf
R09	13.97 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C11

DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

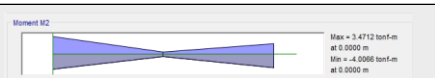
MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

Mu(-) =	3.46 Tonf-m
Mu(+) =	3.46 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.37 cm2
2.26 cm	3.15 cm2
2.12 cm	3.14 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.37 cm2
2.26 cm	3.15 cm2
2.12 cm	3.14 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	4 Tonf-m
Mu(+) =	3.47 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.39 cm2
2.28 cm	3.18 cm2
2.13 cm	3.17 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.91 cm2
2.63 cm	3.68 cm2
2.48 cm	3.67 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

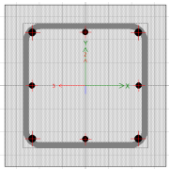
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

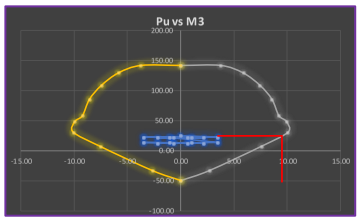
p min = 0.010
p max = 0.060

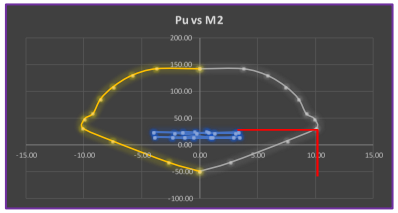
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	9.50	tonf.m
Mns =	9.50	tonf.m
Pu =	22.91	tonf
Mpri =	11.875	tonf.m
Mprs =	11.875	tonf.m
Vu =	5.72	tonf
Vn =	6.73	tonf
Vc =	9.20	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.
(a) min(b ó h) /3 = 11.67 cm
(b) 6 db long = 7.62 cm
(c) 100 mm = 10.00 cm
21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo
(a) max (b ó h) = 35.00 cm
(b) h col / 6 = 69.17 cm
(a) 500 mm = 50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo
10 db 12.70 cm
250 mm 25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	10.00	tonf.m
Mns =	10.00	tonf.m
Pu =	22.82	tonf
Mpri =	12.5	tonf.m
Mprs =	12.5	tonf.m
Vu =	6.02	tonf
Vn =	7.09	tonf
Vc =	9.15	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.
(a) min(b ó h) /3 = 11.67 cm
(b) 6 db long = 7.62 cm
(c) 100 mm = 10.00 cm
21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo
(a) max (b ó h) = 35.00 cm
(b) h col / 6 = 69.17 cm
(a) 500 mm = 50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo
10 db 12.70 cm
250 mm 25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	13.29 Tonf
R02	11.76 Tonf
R03	11.76 Tonf
R04	12.24 Tonf
R05	12.24 Tonf
R06	7.46 Tonf
R07	7.46 Tonf
R08	7.94 Tonf
R09	7.94 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

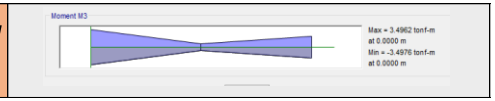
DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C12

DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

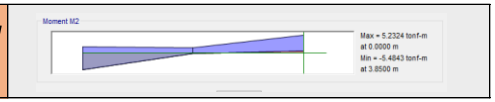


Mu(-) =	3.5 Tonf-m
Mu(+) =	3.5 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.41 cm2
2.29 cm	3.19 cm2
2.14 cm	3.18 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.41 cm2
2.29 cm	3.19 cm2
2.14 cm	3.18 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	5.48 Tonf-m
Mu(+) =	5.23 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	5.12 cm2
3.44 cm	4.88 cm2
3.28 cm	4.87 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	5.36 cm2
3.60 cm	5.13 cm2
3.45 cm	5.12 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

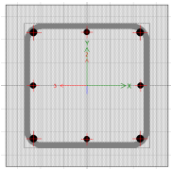
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

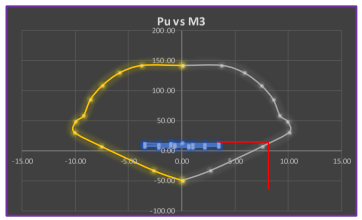
p min = 0.010
p max = 0.060

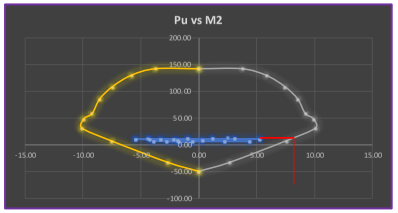
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	8.00	tonf.m
Mns =	8.00	tonf.m
Pu =	11.35	tonf
Mpri =	10	tonf.m
Mprs =	10	tonf.m
Vu =	4.82	tonf
Vn =	5.67	tonf
Vc =	8.66	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	8.20	tonf.m
Mns =	8.20	tonf.m
Pu =	10.85	tonf
Mpri =	10.25	tonf.m
Mprs =	10.25	tonf.m
Vu =	4.94	tonf
Vn =	5.81	tonf
Vc =	8.59	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	12.62 Tonf
R02	11.24 Tonf
R03	11.24 Tonf
R04	11.76 Tonf
R05	11.76 Tonf
R06	7.19 Tonf
R07	7.19 Tonf
R08	7.71 Tonf
R09	7.71 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

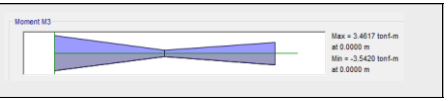
DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C13

DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



Mu(-) =	3.54 Tonf-m
Mu(+) =	3.46 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

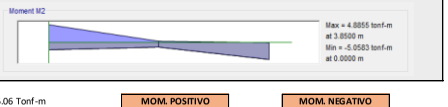
MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.37 cm2
2.26 cm	3.15 cm2
2.12 cm	3.14 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.44 cm2
2.32 cm	3.22 cm2
2.17 cm	3.22 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	5.06 Tonf-m
Mu(+) =	4.89 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	4.78 cm2
3.22 cm	4.55 cm2
3.06 cm	4.54 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	4.95 cm2
3.33 cm	4.72 cm2
3.17 cm	4.70 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

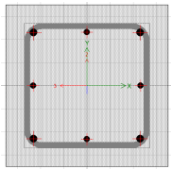
As esquinas	5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

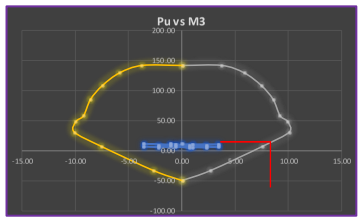
p min =	0.010
p max =	0.060

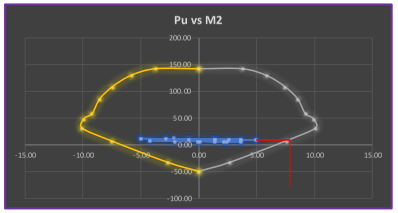
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	7.50	tonf.m
Mns =	7.50	tonf.m
Pu =	10.71	tonf
Mpri =	9.375	tonf.m
Mprs =	9.375	tonf.m
Vu =	4.52	tonf
Vn =	5.32	tonf
Vc =	8.63	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"

s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.

(a,b,c,d y e) Cumple Condicion

21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.

Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	8.50	tonf.m
Mns =	8.50	tonf.m
Pu =	9.80	tonf
Mpri =	10.625	tonf.m
Mprs =	10.625	tonf.m
Vu =	5.12	tonf
Vn =	6.02	tonf
Vc =	8.54	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"

s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.

(a,b,c,d y e) Cumple Condicion

21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.

Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	25.59 Tonf
R02	23.10 Tonf
R03	23.10 Tonf
R04	23.05 Tonf
R05	23.05 Tonf
R06	14.06 Tonf
R07	14.06 Tonf
R08	14.01 Tonf
R09	14.01 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

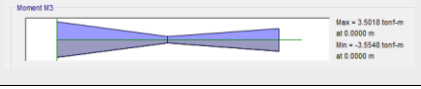
DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C14

DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

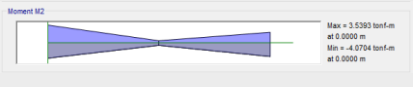


Mu(-) =	3.56 Tonf-m
Mu(+) =	3.5 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.41 cm2
2.29 cm	3.19 cm2
2.14 cm	3.18 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.46 cm2
2.33 cm	3.24 cm2
2.18 cm	3.23 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	4.07 Tonf-m
Mu(+) =	3.54 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.46 cm2
2.33 cm	3.24 cm2
2.18 cm	3.23 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.98 cm2
2.68 cm	3.75 cm2
2.52 cm	3.74 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

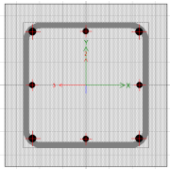
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

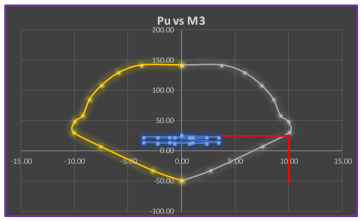
p min = 0.010
p max = 0.060

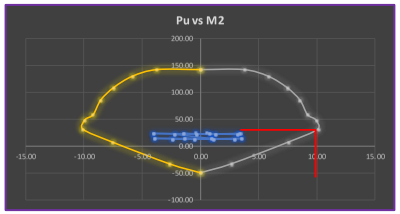
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	10.00	tonf.m
Mns =	10.00	tonf.m
Pu =	22.83	tonf
Mpri =	12.5	tonf.m
Mprs =	12.5	tonf.m
Vu =	6.02	tonf
Vn =	7.09	tonf
Vc =	9.20	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	10.00	tonf.m
Mns =	10.00	tonf.m
Pu =	25.54	tonf
Mpri =	12.5	tonf.m
Mprs =	12.5	tonf.m
Vu =	6.02	tonf
Vn =	7.09	tonf
Vc =	9.28	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	13.44 Tonf
R02	11.93 Tonf
R03	11.93 Tonf
R04	12.39 Tonf
R05	12.39 Tonf
R06	7.59 Tonf
R07	7.59 Tonf
R08	8.05 Tonf
R09	8.05 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C15

DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

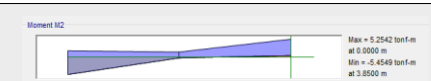
MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

Mu(-) =	3.6 Tonf-m
Mu(+) =	3.52 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.43 cm2
2.30 cm	3.21 cm2
2.15 cm	3.20 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.50 cm2
2.36 cm	3.28 cm2
2.21 cm	3.27 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	5.45 Tonf-m
Mu(+) =	5.25 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	5.14 cm2
3.45 cm	4.90 cm2
3.30 cm	4.89 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	5.33 cm2
3.58 cm	5.10 cm2
3.43 cm	5.09 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

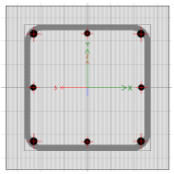
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

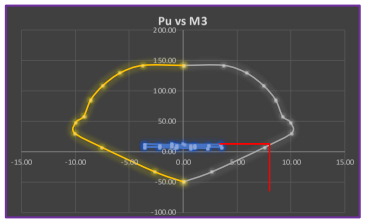
p min = 0.010
p max = 0.060

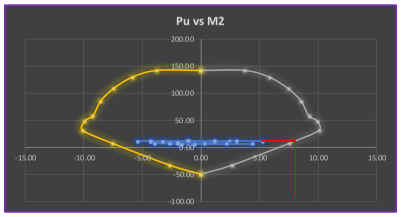
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	7.50	tonf.m
Mns =	7.50	tonf.m
Pu =	11.42	tonf
Mpri =	9.375	tonf.m
Mprs =	9.375	tonf.m
Vu =	4.52	tonf
Vn =	5.32	tonf
Vc =	8.66	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	7.50	tonf.m
Mns =	7.50	tonf.m
Pu =	10.97	tonf
Mpri =	9.375	tonf.m
Mprs =	9.375	tonf.m
Vu =	4.52	tonf
Vn =	5.32	tonf
Vc =	8.59	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	7.84 Tonf
R02	7.59 Tonf
R03	7.59 Tonf
R04	7.66 Tonf
R05	7.66 Tonf
R06	5.17 Tonf
R07	5.17 Tonf
R08	5.25 Tonf
R09	5.25 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C16

DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

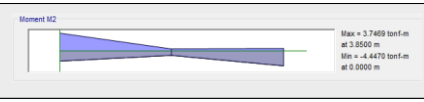
MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

Mu(-) =	2.84 Tonf-m
Mu(+) =	3.25 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.16 cm2
2.13 cm	2.95 cm2
1.98 cm	2.94 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.76 cm2
1.86 cm	2.57 cm2
1.73 cm	2.56 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	4.45 Tonf-m
Mu(+) =	3.75 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.67 cm2
2.47 cm	3.44 cm2
2.31 cm	3.43 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	4.35 cm2
2.93 cm	4.12 cm2
2.77 cm	4.11 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

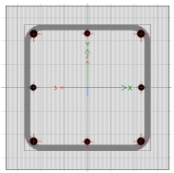
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

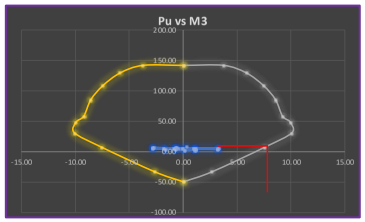
p min = 0.010
p max = 0.060

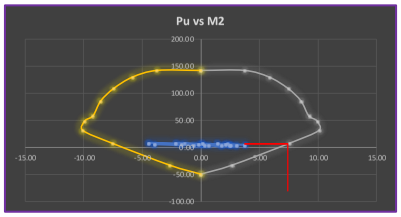
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	7.50	tonf.m
Mns =	7.50	tonf.m
Pu =	6.11	tonf
Mpri =	9.375	tonf.m
Mprs =	9.375	tonf.m
Vu =	4.52	tonf
Vn =	5.32	tonf
Vc =	8.41	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h)/3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	7.00	tonf.m
Mns =	7.00	tonf.m
Pu =	4.63	tonf
Mpri =	8.75	tonf.m
Mprs =	8.75	tonf.m
Vu =	4.22	tonf
Vn =	4.96	tonf
Vc =	8.30	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h)/3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	16.28 Tonf
R02	14.82 Tonf
R03	14.82 Tonf
R04	14.36 Tonf
R05	14.36 Tonf
R06	9.53 Tonf
R07	9.53 Tonf
R08	9.06 Tonf
R09	9.06 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

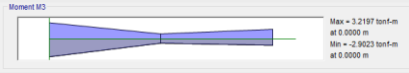
DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C17

DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

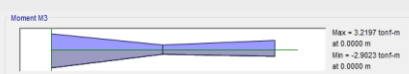


Mu(-) =	2.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.2 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.11 cm2
2.09 cm	2.90 cm2
1.95 cm	2.90 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.82 cm2
1.90 cm	2.62 cm2
1.76 cm	2.62 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	2.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.22 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.15 cm2
2.12 cm	2.94 cm2
1.98 cm	2.93 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	2.84 cm2
1.91 cm	2.64 cm2
1.77 cm	2.63 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

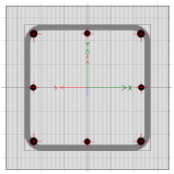
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

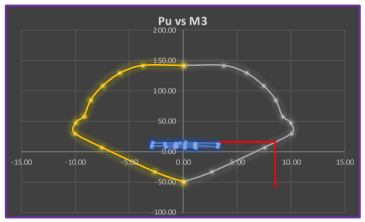
p min = 0.010
p max = 0.060

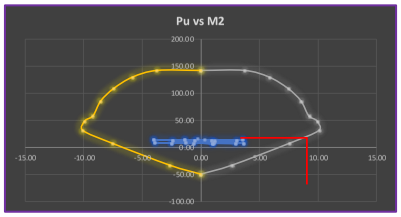
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	9.00	tonf.m
Mns =	9.00	tonf.m
Pu =	13.54	tonf
Mpri =	11.25	tonf.m
Mprs =	11.25	tonf.m
Vu =	5.42	tonf
Vn =	6.38	tonf
Vc =	8.76	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h)/3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	9.40	tonf.m
Mns =	9.40	tonf.m
Pu =	13.91	tonf
Mpri =	11.75	tonf.m
Mprs =	11.75	tonf.m
Vu =	5.66	tonf
Vn =	6.66	tonf
Vc =	8.73	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h)/3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	8.30 Tonf
R02	7.97 Tonf
R03	7.97 Tonf
R04	7.99 Tonf
R05	7.99 Tonf
R06	5.40 Tonf
R07	5.40 Tonf
R08	5.42 Tonf
R09	5.42 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

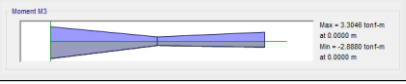
DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C18

DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



Mu(-) =	2.89 Tonf-m
Mu(+) =	3.31 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

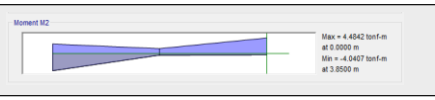
MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.22 cm2
2.17 cm	3.01 cm2
2.02 cm	3.00 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.81 cm2
1.89 cm	2.61 cm2
1.76 cm	2.61 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	4.05 Tonf-m
Mu(+) =	4.48 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	4.38 cm2
2.95 cm	4.15 cm2
2.79 cm	4.14 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.96 cm2
2.66 cm	3.73 cm2
2.51 cm	3.72 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

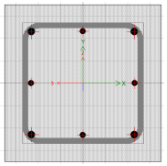
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

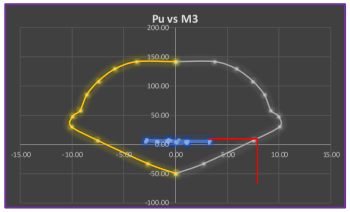
p min = 0.010
p max = 0.060

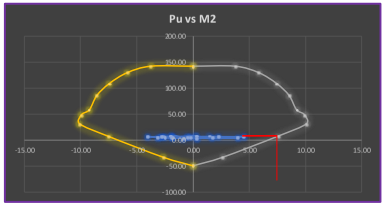
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	7.50	tonf.m
Mns =	7.50	tonf.m
Pu =	6.50	tonf
Mpri =	9.375	tonf.m
Mprs =	9.375	tonf.m
Vu =	4.52	tonf
Vn =	5.32	tonf
Vc =	8.43	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	7.00	tonf.m
Mns =	7.00	tonf.m
Pu =	6.50	tonf
Mpri =	8.75	tonf.m
Mprs =	8.75	tonf.m
Vu =	4.22	tonf
Vn =	4.96	tonf
Vc =	8.38	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

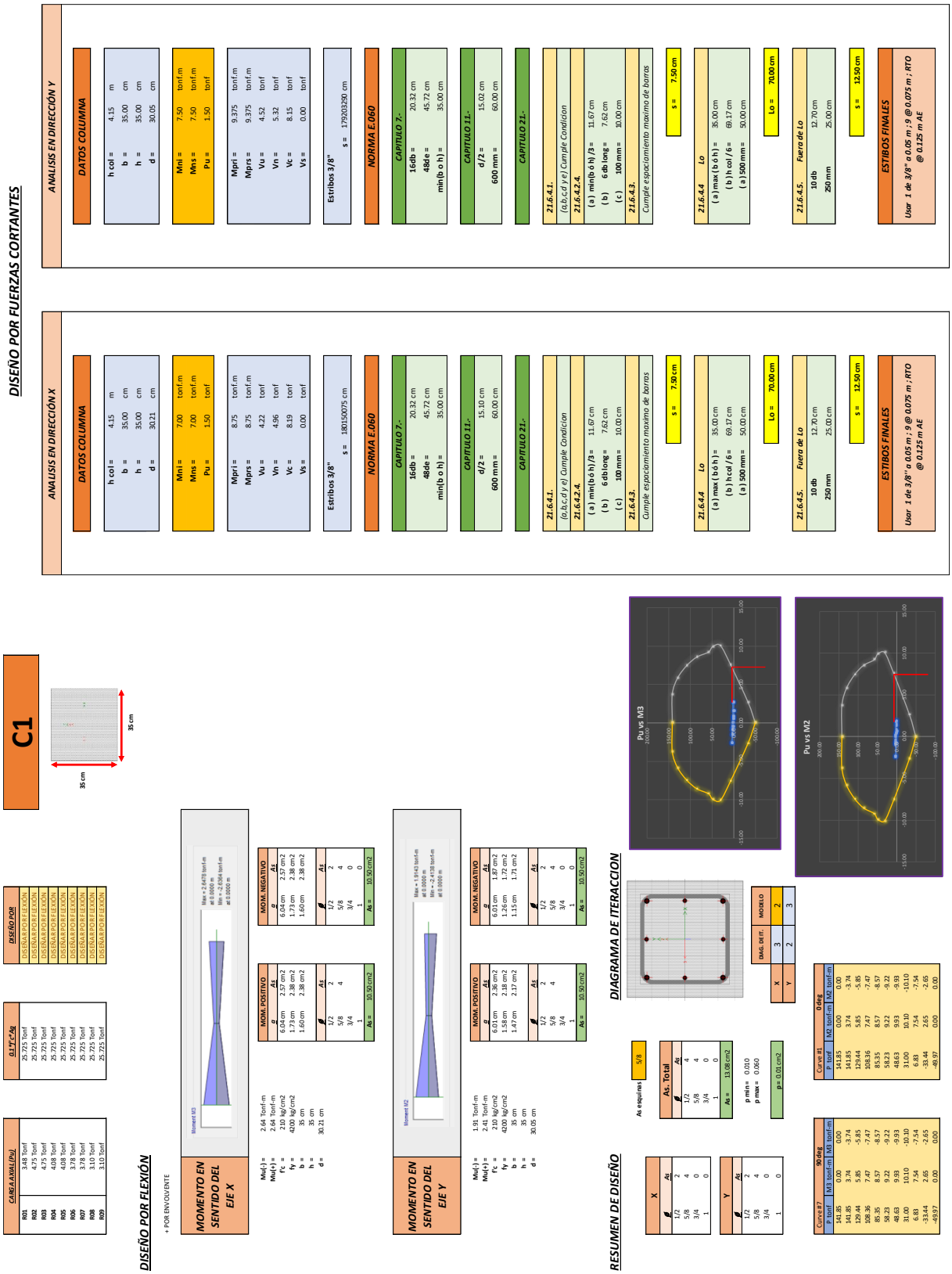
s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

Fuente: Elaboración propia.

4.4.2 Diseño de columnas bloque B

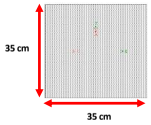


CARGA AXIAL (Pu)	
R01	6.39 Tonf
R02	7.46 Tonf
R03	7.46 Tonf
R04	6.21 Tonf
R05	6.21 Tonf
R06	5.53 Tonf
R07	5.53 Tonf
R08	4.28 Tonf
R09	4.28 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

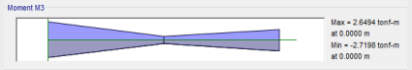
C2



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



Mu(-) =	2.64 Tonf-m
Mu(+) =	2.64 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.57 cm2
1.73 cm	2.38 cm2
1.60 cm	2.38 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.57 cm2
1.73 cm	2.38 cm2
1.60 cm	2.38 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	2.69 Tonf-m
Mu(+) =	2.28 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.23 cm2
1.50 cm	2.06 cm2
1.38 cm	2.05 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	2.63 cm2
1.77 cm	2.44 cm2
1.64 cm	2.43 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

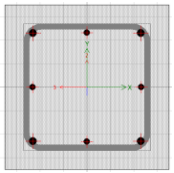
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

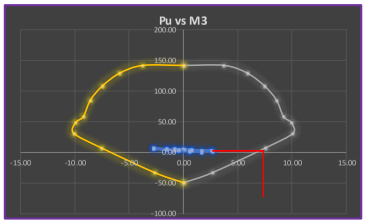
p min = 0.010
p max = 0.060

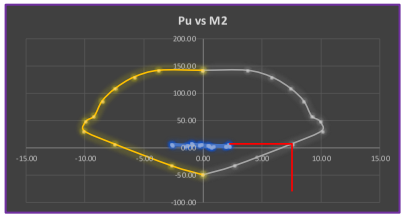
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	7.00	tonf.m
Mns =	7.00	tonf.m
Pu =	1.79	tonf
Mpri =	8.75	tonf.m
Mprs =	8.75	tonf.m
Vu =	4.22	tonf
Vn =	4.96	tonf
Vc =	8.20	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	7.50	tonf.m
Mns =	7.50	tonf.m
Pu =	3.03	tonf
Mpri =	9.375	tonf.m
Mprs =	9.375	tonf.m
Vu =	4.52	tonf
Vn =	5.32	tonf
Vc =	8.22	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

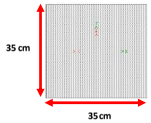
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	4.16 Tonf
R02	5.33 Tonf
R03	5.33 Tonf
R04	4.44 Tonf
R05	4.44 Tonf
R06	4.13 Tonf
R07	4.13 Tonf
R08	3.24 Tonf
R09	3.24 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

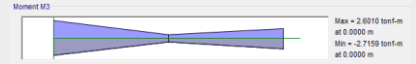
C3



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

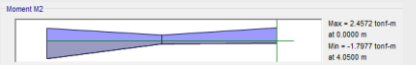


Mu(-) =	2.6	Tonf-m
Mu(+) =	2.72	Tonf-m
f'c =	210	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
b =	35	cm
h =	35	cm
d =	30.21	cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.65 cm2
1.78 cm	2.45 cm2
1.65 cm	2.45 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.53 cm2
1.70 cm	2.34 cm2
1.58 cm	2.34 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	2.45	Tonf-m
Mu(+) =	1.8	Tonf-m
f'c =	210	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
b =	35	cm
h =	35	cm
d =	30.05	cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	1.76 cm2
1.18 cm	1.62 cm2
1.09 cm	1.61 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	2.40 cm2
1.61 cm	2.22 cm2
1.49 cm	2.21 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

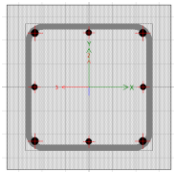
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

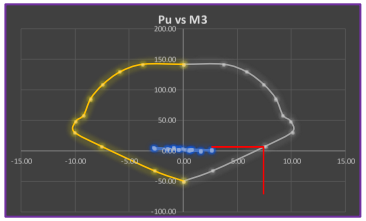
p min = 0.010
p max = 0.060

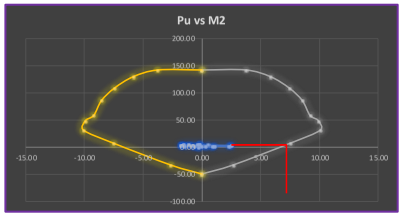
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	7.50	tonf.m
Mns =	7.50	tonf.m
Pu =	2.88	tonf
Mpri =	9.375	tonf.m
Mprs =	9.375	tonf.m
Vu =	4.52	tonf
Vn =	5.32	tonf
Vc =	8.26	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	7.00	tonf.m
Mns =	7.00	tonf.m
Pu =	2.00	tonf
Mpri =	8.75	tonf.m
Mprs =	8.75	tonf.m
Vu =	4.22	tonf
Vn =	4.96	tonf
Vc =	8.17	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

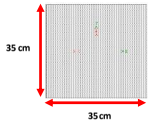
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	6.16 Tonf
R02	6.62 Tonf
R03	6.62 Tonf
R04	6.21 Tonf
R05	6.21 Tonf
R06	4.75 Tonf
R07	4.75 Tonf
R08	4.34 Tonf
R09	4.34 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C4



DISEÑO POR FLEXIÓN

+POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

Mu(-) =	2.87	Tonf-m
Mu(+) =	2.96	Tonf-m
f'c =	210	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
b =	35	cm
h =	35	cm
d =	30.21	cm

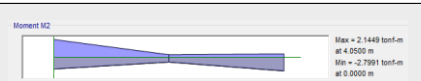
MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.88 cm2
1.94 cm	2.68 cm2
1.80 cm	2.67 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.79 cm2
1.88 cm	2.59 cm2
1.74 cm	2.59 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	2.15	Tonf-m
Mu(+) =	2.8	Tonf-m
f'c =	210	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
b =	35	cm
h =	35	cm
d =	30.05	cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.74 cm2
1.84 cm	2.54 cm2
1.71 cm	2.54 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	2.10 cm2
1.41 cm	1.94 cm2
1.30 cm	1.93 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

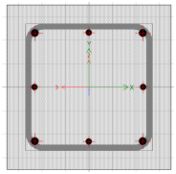
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

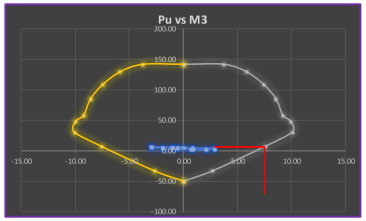
p min = 0.010
p max = 0.060

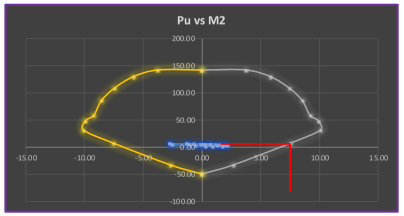
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	7.50	tonf.m
Mns =	7.50	tonf.m
Pu =	4.16	tonf
Mpri =	9.375	tonf.m
Mprs =	9.375	tonf.m
Vu =	4.52	tonf
Vn =	5.32	tonf
Vc =	8.32	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	7.50	tonf.m
Mns =	7.50	tonf.m
Pu =	2.02	tonf
Mpri =	9.375	tonf.m
Mprs =	9.375	tonf.m
Vu =	4.52	tonf
Vn =	5.32	tonf
Vc =	8.17	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

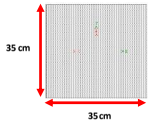
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	11.44 Tonf
R02	11.76 Tonf
R03	11.76 Tonf
R04	10.54 Tonf
R05	10.54 Tonf
R06	7.94 Tonf
R07	7.94 Tonf
R08	6.72 Tonf
R09	6.72 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

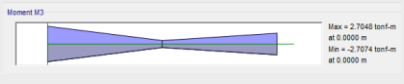
C5



DISEÑO POR FLEXIÓN

+POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

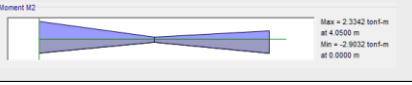


Mu(-) =	2.7	Tonf-m
Mu(+) =	2.7	Tonf-m
f'c =	210	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
b =	35	cm
h =	35	cm
d =	30.21	cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.63 cm2
1.77 cm	2.44 cm2
1.64 cm	2.43 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.63 cm2
1.77 cm	2.44 cm2
1.64 cm	2.43 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	2.3	Tonf-m
Mu(+) =	2.9	Tonf-m
f'c =	210	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
b =	35	cm
h =	35	cm
d =	30.05	cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.84 cm2
1.91 cm	2.64 cm2
1.77 cm	2.63 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	2.25 cm2
1.51 cm	2.08 cm2
1.40 cm	2.07 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

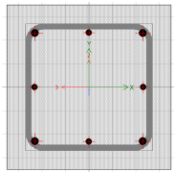
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

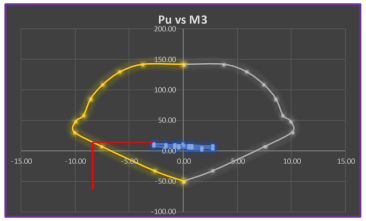
p min = 0.010
p max = 0.060

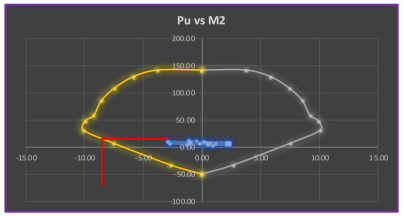
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	8.00	tonf.m
Mns =	8.00	tonf.m
Pu =	11.76	tonf
Mpri =	10	tonf.m
Mprs =	10	tonf.m
Vu =	4.82	tonf
Vn =	5.67	tonf
Vc =	8.68	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	8.50	tonf.m
Mns =	8.50	tonf.m
Pu =	10.50	tonf
Mpri =	10.625	tonf.m
Mprs =	10.625	tonf.m
Vu =	5.12	tonf
Vn =	6.02	tonf
Vc =	8.57	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

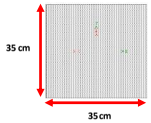
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	7.53 Tonf
R02	7.79 Tonf
R03	7.79 Tonf
R04	7.15 Tonf
R05	7.15 Tonf
R06	5.44 Tonf
R07	5.44 Tonf
R08	4.80 Tonf
R09	4.80 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C6



DISEÑO POR FLEXIÓN

+POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

Mu(-) =	2.83	Tonf-m
Mu(+) =	3.05	Tonf-m
f'c =	210	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
b =	35	cm
h =	35	cm
d =	30.21	cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.97 cm2
2.00 cm	2.76 cm2
1.86 cm	2.76 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.75 cm2
1.85 cm	2.56 cm2
1.72 cm	2.55 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.11	Tonf-m
Mu(+) =	2.85	Tonf-m
f'c =	210	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
b =	35	cm
h =	35	cm
d =	30.05	cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.79 cm2
1.87 cm	2.59 cm2
1.74 cm	2.58 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.04 cm2
2.05 cm	2.83 cm2
1.91 cm	2.83 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

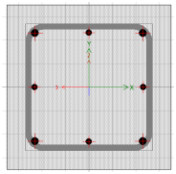
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

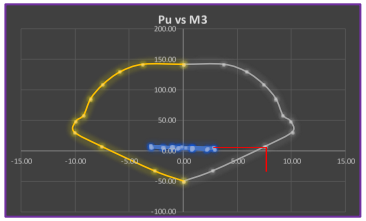
p min = 0.010
p max = 0.060

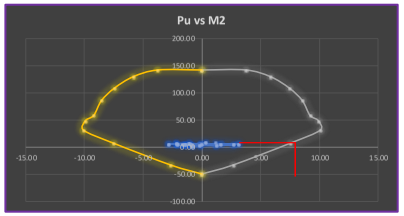
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	7.50	tonf.m
Mns =	7.50	tonf.m
Pu =	5.34	tonf
Mpri =	9.375	tonf.m
Mprs =	9.375	tonf.m
Vu =	4.52	tonf
Vn =	5.32	tonf
Vc =	8.37	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	8.00	tonf.m
Mns =	8.00	tonf.m
Pu =	5.94	tonf
Mpri =	10	tonf.m
Mprs =	10	tonf.m
Vu =	4.82	tonf
Vn =	5.67	tonf
Vc =	8.36	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

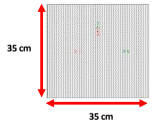
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	15.20 Tonf
R02	13.41 Tonf
R03	13.41 Tonf
R04	13.85 Tonf
R05	13.85 Tonf
R06	8.45 Tonf
R07	8.45 Tonf
R08	8.89 Tonf
R09	8.89 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C7



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

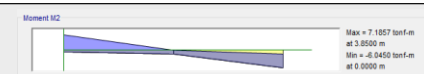
MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

Mu(-) =	2.76 Tonf-m
Mu(+) =	2.69 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.62 cm2
1.76 cm	2.43 cm2
1.63 cm	2.42 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.69 cm2
1.81 cm	2.49 cm2
1.68 cm	2.49 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	7.18 Tonf-m
Mu(+) =	6.05 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	5.92 cm2
3.98 cm	5.70 cm2
3.83 cm	5.69 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	7.02 cm2
4.72 cm	6.86 cm2
4.61 cm	6.85 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

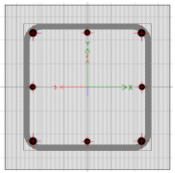
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

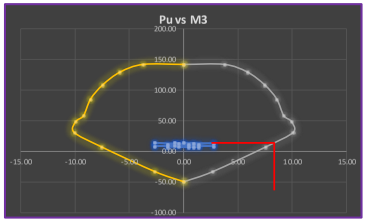
p min = 0.010
p max = 0.060

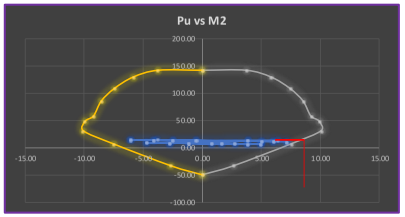
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90deg	
P_tonf	M3_tonf-m	M3_tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P_tonf	M2_tonf-m	M2_tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISENO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm

Mni =	8.00	tonf.m
Mns =	8.00	tonf.m
Pu =	12.98	tonf

Mpri =	10	tonf.m
Mprs =	10	tonf.m
Vu =	4.82	tonf
Vn =	5.67	tonf
Vc =	8.73	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm

Mni =	9.00	tonf.m
Mns =	9.00	tonf.m
Pu =	13.61	tonf

Mpri =	11.25	tonf.m
Mprs =	11.25	tonf.m
Vu =	5.42	tonf
Vn =	6.38	tonf
Vc =	8.72	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

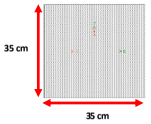
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	15.18 Tonf
R02	13.39 Tonf
R03	13.39 Tonf
R04	13.83 Tonf
R05	13.83 Tonf
R06	8.44 Tonf
R07	8.44 Tonf
R08	8.88 Tonf
R09	8.88 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

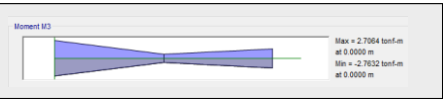
C8



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

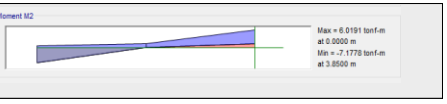


Mu(-) =	2.7 Tonf-m
Mu(+) =	2.76 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.69 cm2
1.81 cm	2.49 cm2
1.68 cm	2.49 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.63 cm2
1.77 cm	2.44 cm2
1.64 cm	2.43 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	6.01 Tonf-m
Mu(+) =	7.17 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	7.01 cm2
4.72 cm	6.85 cm2
4.61 cm	6.84 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	5.88 cm2
3.95 cm	5.66 cm2
3.81 cm	5.65 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

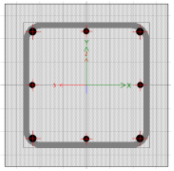
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

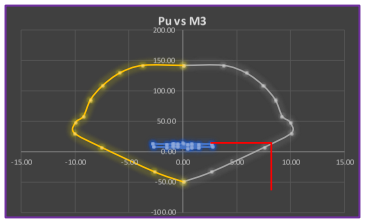
p min = 0.010
p max = 0.060

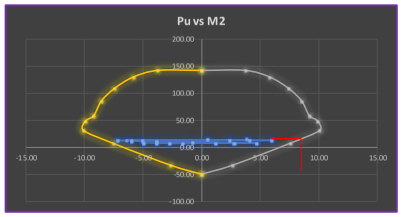
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	8.00	tonf.m
Mns =	8.00	tonf.m
Pu =	13.00	tonf
Mpri =	10	tonf.m
Mprs =	10	tonf.m
Vu =	4.82	tonf
Vn =	5.67	tonf
Vc =	8.74	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.
(a) min(b ó h) /3 = 11.67 cm
(b) 6 db long = 7.62 cm
(c) 100 mm = 10.00 cm
21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo
(a) max (b ó h) = 35.00 cm
(b) h col / 6 = 69.17 cm
(a) 500 mm = 50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo
10 db 12.70 cm
250 mm 25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	8.00	tonf.m
Mns =	8.00	tonf.m
Pu =	15.00	tonf
Mpri =	10	tonf.m
Mprs =	10	tonf.m
Vu =	4.82	tonf
Vn =	5.67	tonf
Vc =	8.78	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.
(a) min(b ó h) /3 = 11.67 cm
(b) 6 db long = 7.62 cm
(c) 100 mm = 10.00 cm
21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo
(a) max (b ó h) = 35.00 cm
(b) h col / 6 = 69.17 cm
(a) 500 mm = 50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo
10 db 12.70 cm
250 mm 25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

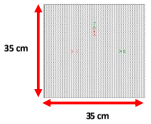
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	16.00 Tonf
R02	14.14 Tonf
R03	14.14 Tonf
R04	14.58 Tonf
R05	14.58 Tonf
R06	8.91 Tonf
R07	8.91 Tonf
R08	9.35 Tonf
R09	9.35 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C9



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

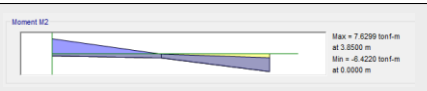
MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

Mu(-) =	2.69 Tonf-m
Mu(+) =	2.71 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.64 cm2
1.77 cm	2.45 cm2
1.64 cm	2.44 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.62 cm2
1.76 cm	2.43 cm2
1.63 cm	2.42 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	7.6 Tonf-m
Mu(+) =	6.4 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	6.26 cm2
4.21 cm	6.06 cm2
4.07 cm	6.04 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	7.43 cm2
5.00 cm	7.30 cm2
4.91 cm	7.29 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

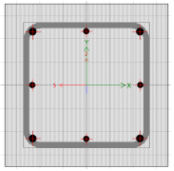
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

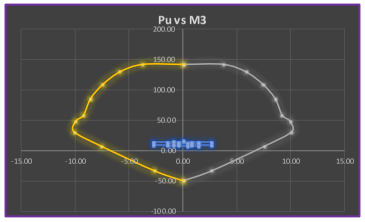
p min = 0.010
p max = 0.060

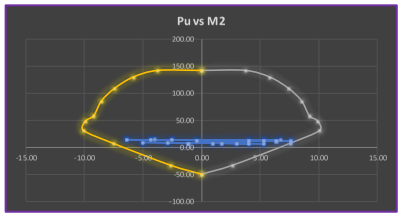
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	7.50	tonf.m
Mns =	7.50	tonf.m
Pu =	6.50	tonf
Mpri =	9.375	tonf.m
Mprs =	9.375	tonf.m
Vu =	4.52	tonf
Vn =	5.32	tonf
Vc =	8.43	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	7.00	tonf.m
Mns =	7.00	tonf.m
Pu =	6.50	tonf
Mpri =	8.75	tonf.m
Mprs =	8.75	tonf.m
Vu =	4.22	tonf
Vn =	4.96	tonf
Vc =	8.38	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

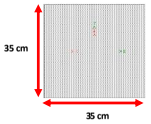
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	16.00 Tonf
R02	14.14 Tonf
R03	14.14 Tonf
R04	14.58 Tonf
R05	14.58 Tonf
R06	8.91 Tonf
R07	8.91 Tonf
R08	9.35 Tonf
R09	9.35 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C10



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

Mu(-) =	2.65 Tonf-m
Mu(+) =	2.79 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.72 cm2
1.83 cm	2.52 cm2
1.69 cm	2.51 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.58 cm2
1.73 cm	2.39 cm2
1.61 cm	2.38 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	6.47 Tonf-m
Mu(+) =	7.65 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	7.48 cm2
5.03 cm	7.35 cm2
4.94 cm	7.34 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	6.33 cm2
4.26 cm	6.13 cm2
4.12 cm	6.12 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

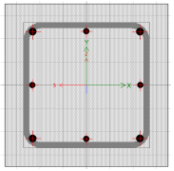
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

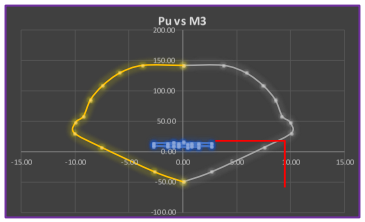
p min = 0.010
p max = 0.060

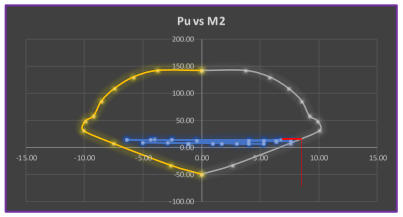
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	9.00	tonf.m
Mns =	9.00	tonf.m
Pu =	13.50	tonf
Mpri =	11.25	tonf.m
Mprs =	11.25	tonf.m
Vu =	5.42	tonf
Vn =	6.38	tonf
Vc =	8.76	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	8.00	tonf.m
Mns =	8.00	tonf.m
Pu =	14.50	tonf
Mpri =	10	tonf.m
Mprs =	10	tonf.m
Vu =	4.82	tonf
Vn =	5.67	tonf
Vc =	8.76	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

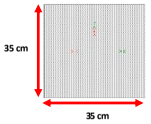
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	9.04 Tonf
R02	8.42 Tonf
R03	8.42 Tonf
R04	8.58 Tonf
R05	8.58 Tonf
R06	5.56 Tonf
R07	5.56 Tonf
R08	5.72 Tonf
R09	5.72 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

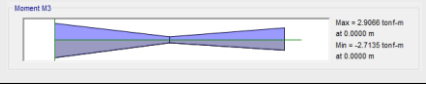
C11



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



Mu(-) =	2.9 Tonf-m
Mu(+) =	2.71 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.64 cm2
1.77 cm	2.45 cm2
1.64 cm	2.44 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.82 cm2
1.90 cm	2.62 cm2
1.76 cm	2.62 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.55 Tonf-m
Mu(+) =	3.92 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.83 cm2
2.58 cm	3.61 cm2
2.42 cm	3.60 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.47 cm2
2.33 cm	3.25 cm2
2.19 cm	3.24 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

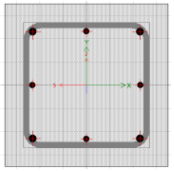
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

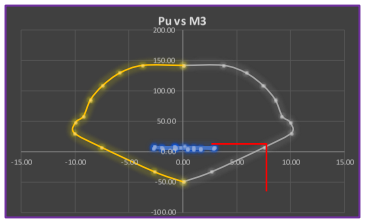
p min = 0.010
p max = 0.060

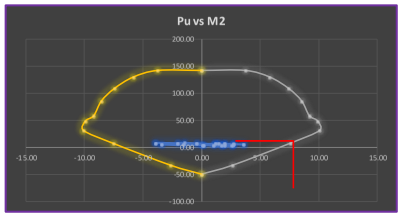
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	7.50	tonf.m
Mns =	7.50	tonf.m
Pu =	13.00	tonf
Mpri =	9.375	tonf.m
Mprs =	9.375	tonf.m
Vu =	4.52	tonf
Vn =	5.32	tonf
Vc =	8.74	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	7.00	tonf.m
Mns =	7.00	tonf.m
Pu =	11.00	tonf
Mpri =	8.75	tonf.m
Mprs =	8.75	tonf.m
Vu =	4.22	tonf
Vn =	4.96	tonf
Vc =	8.60	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

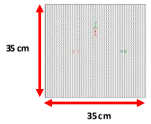
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	14.00 Tonf
R02	13.10 Tonf
R03	13.10 Tonf
R04	12.57 Tonf
R05	12.57 Tonf
R06	8.36 Tonf
R07	8.36 Tonf
R08	7.83 Tonf
R09	7.83 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C12



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

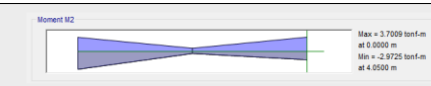
MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

Mu(-) =	2.52 Tonf-m
Mu(+) =	2.6 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.53 cm2
1.70 cm	2.34 cm2
1.58 cm	2.34 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.45 cm2
1.65 cm	2.27 cm2
1.53 cm	2.26 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.7 Tonf-m
Mu(+) =	2.97 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.91 cm2
1.95 cm	2.70 cm2
1.82 cm	2.70 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.62 cm2
2.43 cm	3.40 cm2
2.28 cm	3.39 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

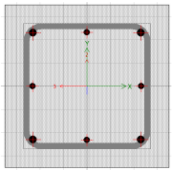
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

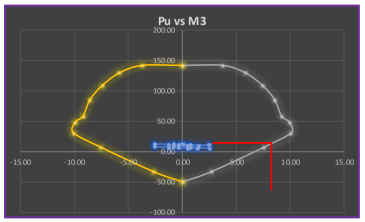
p min = 0.010
p max = 0.060

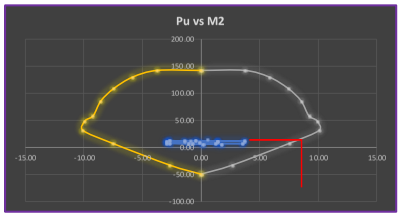
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	8.50	tonf.m
Mns =	8.50	tonf.m
Pu =	11.09	tonf
Mpri =	10.625	tonf.m
Mprs =	10.625	tonf.m
Vu =	5.12	tonf
Vn =	6.02	tonf
Vc =	8.64	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	8.00	tonf.m
Mns =	8.00	tonf.m
Pu =	11.62	tonf
Mpri =	10	tonf.m
Mprs =	10	tonf.m
Vu =	4.82	tonf
Vn =	5.67	tonf
Vc =	8.62	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

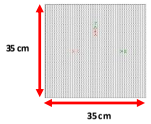
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	7.29 Tonf
R02	6.97 Tonf
R03	6.97 Tonf
R04	7.44 Tonf
R05	7.44 Tonf
R06	4.73 Tonf
R07	4.73 Tonf
R08	5.20 Tonf
R09	5.20 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C13



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

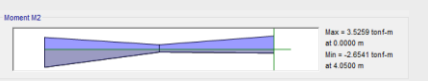
MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

Mu(-) =	2.83 Tonf-m
Mu(+) =	2.77 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.70 cm2
1.81 cm	2.50 cm2
1.68 cm	2.50 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.75 cm2
1.85 cm	2.56 cm2
1.72 cm	2.55 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.53 Tonf-m
Mu(+) =	2.65 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.59 cm2
1.74 cm	2.40 cm2
1.62 cm	2.40 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.45 cm2
2.32 cm	3.23 cm2
2.17 cm	3.22 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

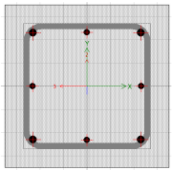
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

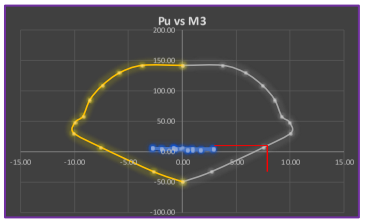
p min = 0.010
p max = 0.060

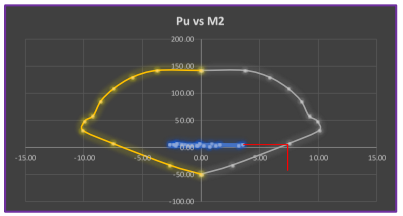
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	8.00	tonf.m
Mns =	8.00	tonf.m
Pu =	6.50	tonf
Mpri =	10	tonf.m
Mprs =	10	tonf.m
Vu =	4.82	tonf
Vn =	5.67	tonf
Vc =	8.43	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	7.50	tonf.m
Mns =	7.50	tonf.m
Pu =	6.50	tonf
Mpri =	9.375	tonf.m
Mprs =	9.375	tonf.m
Vu =	4.52	tonf
Vn =	5.32	tonf
Vc =	8.38	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

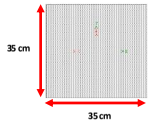
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	5.18 Tonf
R02	5.45 Tonf
R03	5.45 Tonf
R04	5.23 Tonf
R05	5.23 Tonf
R06	3.91 Tonf
R07	3.91 Tonf
R08	3.68 Tonf
R09	3.68 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

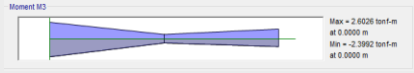
C14



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

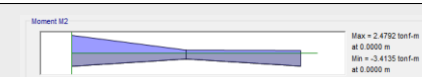


Mu(-) =	2.6 Tonf-m
Mu(+) =	2.4 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.34 cm2
1.57 cm	2.16 cm2
1.45 cm	2.15 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.53 cm2
1.70 cm	2.34 cm2
1.58 cm	2.34 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	2.48 Tonf-m
Mu(+) =	3.41 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.34 cm2
2.24 cm	3.12 cm2
2.10 cm	3.11 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	2.43 cm2
1.63 cm	2.24 cm2
1.51 cm	2.24 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

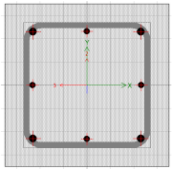
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

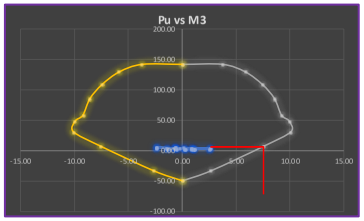
p min = 0.010
p max = 0.060

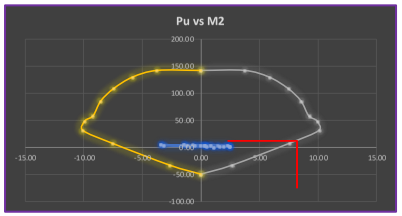
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	7.50	tonf.m
Mns =	7.50	tonf.m
Pu =	6.50	tonf
Mpri =	9.375	tonf.m
Mprs =	9.375	tonf.m
Vu =	4.52	tonf
Vn =	5.32	tonf
Vc =	8.43	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	8.00	tonf.m
Mns =	8.00	tonf.m
Pu =	6.50	tonf
Mpri =	10	tonf.m
Mprs =	10	tonf.m
Vu =	4.82	tonf
Vn =	5.67	tonf
Vc =	8.38	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

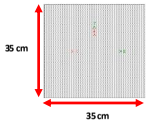
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	8.10 Tonf
R02	8.07 Tonf
R03	8.07 Tonf
R04	7.57 Tonf
R05	7.57 Tonf
R06	5.53 Tonf
R07	5.53 Tonf
R08	5.03 Tonf
R09	5.03 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C15



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

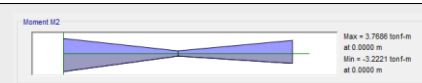
MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

Mu(-) =	2.59 Tonf-m
Mu(+) =	2.47 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.40 cm2
1.62 cm	2.22 cm2
1.49 cm	2.22 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.52 cm2
1.69 cm	2.33 cm2
1.57 cm	2.33 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.77 Tonf-m
Mu(+) =	3.22 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.15 cm2
2.12 cm	2.94 cm2
1.98 cm	2.93 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.69 cm2
2.48 cm	3.46 cm2
2.33 cm	3.45 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

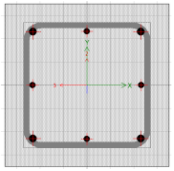
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

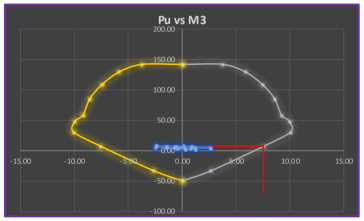
p min = 0.010
p max = 0.060

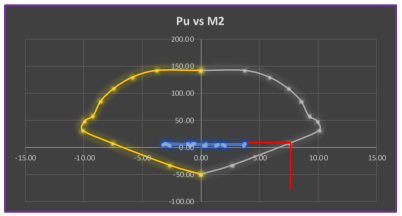
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	7.50	tonf.m
Mns =	7.50	tonf.m
Pu =	6.50	tonf
Mpri =	9.375	tonf.m
Mprs =	9.375	tonf.m
Vu =	4.52	tonf
Vn =	5.32	tonf
Vc =	8.43	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	7.00	tonf.m
Mns =	7.00	tonf.m
Pu =	6.50	tonf
Mpri =	8.75	tonf.m
Mprs =	8.75	tonf.m
Vu =	4.22	tonf
Vn =	4.96	tonf
Vc =	8.38	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

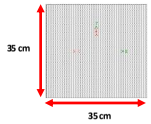
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	4.30 Tonf
R02	4.72 Tonf
R03	4.72 Tonf
R04	4.84 Tonf
R05	4.84 Tonf
R06	3.47 Tonf
R07	3.47 Tonf
R08	3.59 Tonf
R09	3.59 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C16



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

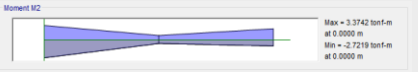
MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

Mu(-) =	2.53 Tonf-m
Mu(+) =	2.45 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.38 cm2
1.60 cm	2.20 cm2
1.48 cm	2.20 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.46 cm2
1.66 cm	2.28 cm2
1.53 cm	2.27 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.37 Tonf-m
Mu(+) =	2.72 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.66 cm2
1.79 cm	2.47 cm2
1.66 cm	2.46 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.30 cm2
2.22 cm	3.08 cm2
2.07 cm	3.07 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

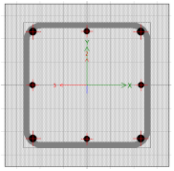
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

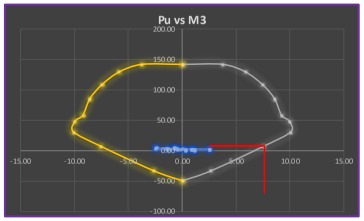
p min = 0.010
p max = 0.060

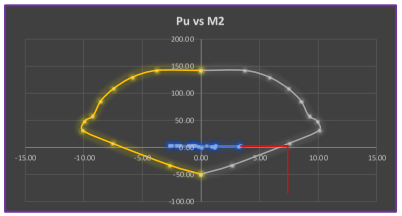
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
141.85	0.00	0.00
141.85	3.74	-3.74
129.44	5.85	-5.85
108.36	7.47	-7.47
85.35	8.57	-8.57
58.23	9.22	-9.22
48.63	9.93	-9.93
31.00	10.10	-10.10
6.83	7.54	-7.54
-33.44	2.65	-2.65
-49.97	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	7.50	tonf.m
Mns =	7.50	tonf.m
Pu =	6.50	tonf
Mpri =	9.375	tonf.m
Mprs =	9.375	tonf.m
Vu =	4.52	tonf
Vn =	5.32	tonf
Vc =	8.43	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	7.00	tonf.m
Mns =	7.00	tonf.m
Pu =	6.50	tonf
Mpri =	8.75	tonf.m
Mprs =	8.75	tonf.m
Vu =	4.22	tonf
Vn =	4.96	tonf
Vc =	8.38	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

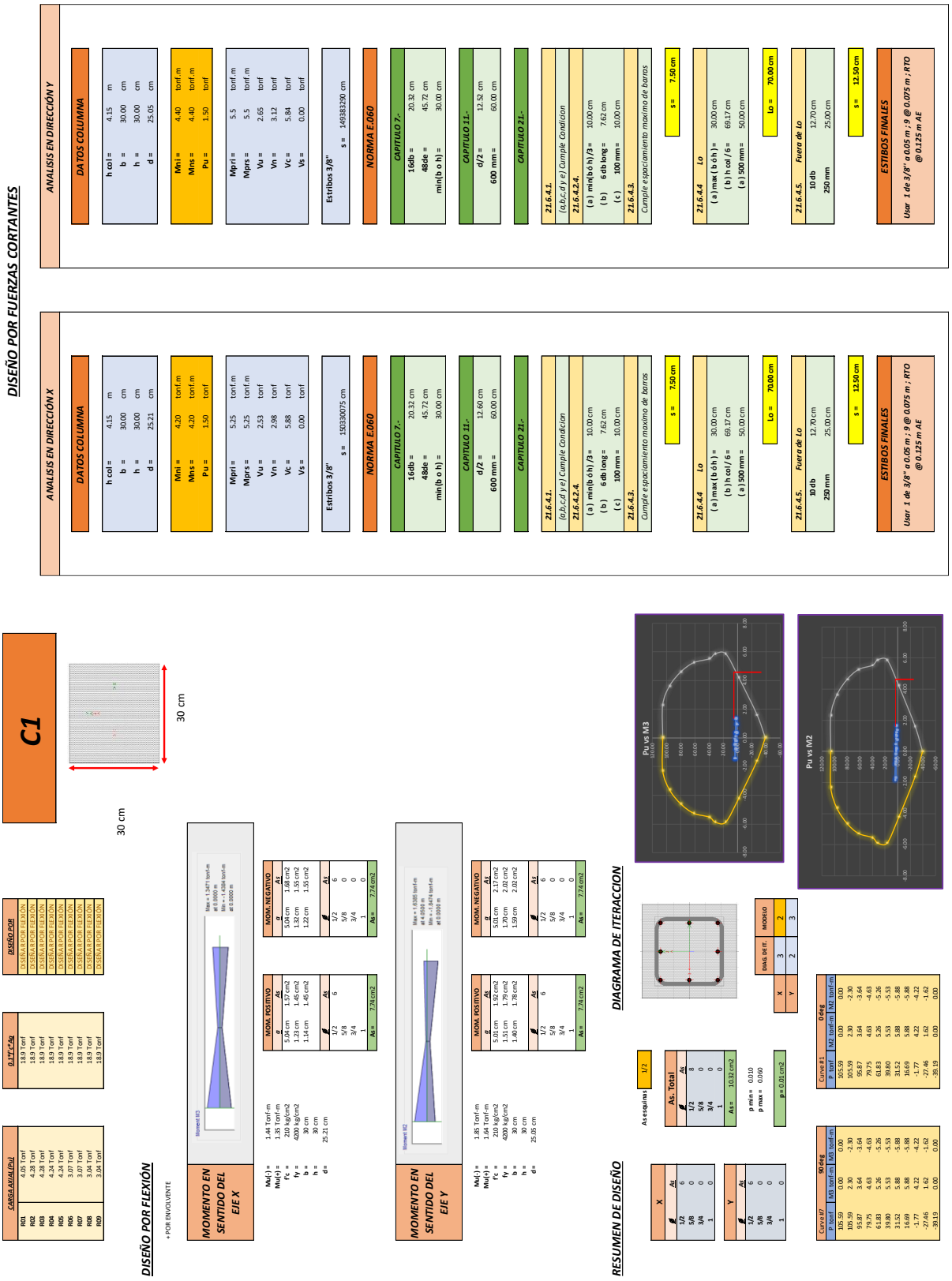
s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

4.4.3 Diseño de columnas bloque C

Tabla 80: : Diseño de Columnas del Bloque C

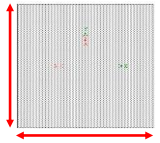


CARGA AXIAL (Pu)	
R01	4.05 Tonf
R02	4.28 Tonf
R03	4.28 Tonf
R04	4.24 Tonf
R05	4.24 Tonf
R06	3.07 Tonf
R07	3.07 Tonf
R08	3.04 Tonf
R09	3.04 Tonf

0.1*f'c*Ag
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

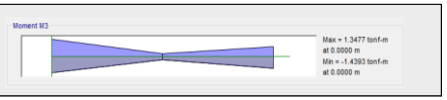
C2



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

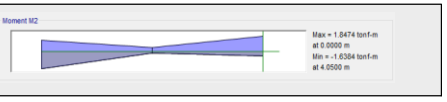


Mu(-) =	1.44 Tonf-m
Mu(+) =	1.35 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	30 cm
h =	30 cm
d =	25.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
5.04 cm	1.57 cm2
1.23 cm	1.45 cm2
1.14 cm	1.45 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	
3/4	
1	
As =	7.74 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
5.04 cm	1.68 cm2
1.32 cm	1.55 cm2
1.22 cm	1.55 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0
As =	7.74 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	1.64 Tonf-m
Mu(+) =	1.85 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	30 cm
h =	30 cm
d =	25.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
5.01 cm	2.17 cm2
1.70 cm	2.02 cm2
1.59 cm	2.02 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	
3/4	
1	
As =	7.74 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
5.01 cm	1.92 cm2
1.51 cm	1.79 cm2
1.40 cm	1.78 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0
As =	7.74 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0

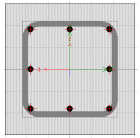
As esquinas: 1/2

As. Total	
ø	As
1/2	8
5/8	0
3/4	0
1	0
As =	10.32 cm2

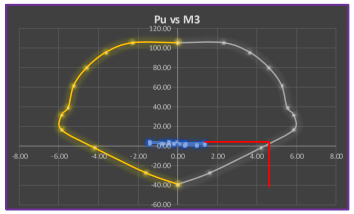
p min = 0.010
p max = 0.060

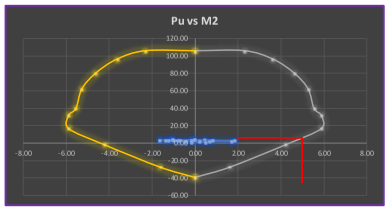
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	30.00	cm
h =	30.00	cm
d =	25.21	cm
Mni =	4.20	tonf.m
Mns =	4.20	tonf.m
Pu =	1.50	tonf
Mpri =	5.25	tonf.m
Mprs =	5.25	tonf.m
Vu =	2.53	tonf
Vn =	2.98	tonf
Vc =	5.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 150330075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	30.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	12.60 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	10.00 cm	
(b) 6 db long =	7.62 cm	
(c) 100 mm =	10.00 cm	

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	30.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	30.00	cm
h =	30.00	cm
d =	25.05	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	1.50	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	5.84	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 149383290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	30.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	12.52 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	10.00 cm	
(b) 6 db long =	7.62 cm	
(c) 100 mm =	10.00 cm	

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	30.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

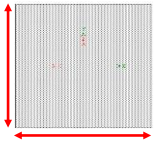
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	6.56 Tonf
R02	6.13 Tonf
R03	6.13 Tonf
R04	6.39 Tonf
R05	6.39 Tonf
R06	4.07 Tonf
R07	4.07 Tonf
R08	4.33 Tonf
R09	4.33 Tonf

0.1*f'c*Ag
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

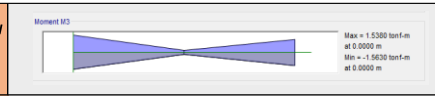
C3



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

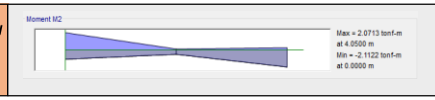


Mu(-) =	1.57 Tonf-m
Mu(+) =	1.54 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	30 cm
h =	30 cm
d =	25.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
5.04 cm	1.80 cm2
1.41 cm	1.66 cm2
1.30 cm	1.66 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	
3/4	
1	
As =	7.74 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
5.04 cm	1.83 cm2
1.44 cm	1.70 cm2
1.33 cm	1.69 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0
As =	7.74 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	2.12 Tonf-m
Mu(+) =	2.07 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.03 cm2
1.59 cm	1.87 cm2
1.47 cm	1.87 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	
3/4	
1	
As =	7.74 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	2.07 cm2
1.63 cm	1.92 cm2
1.50 cm	1.91 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0
As =	7.74 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0

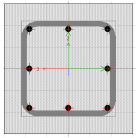
As esquinas: 1/2

As. Total	
ø	As
1/2	8
5/8	0
3/4	0
1	0
As =	10.32 cm2

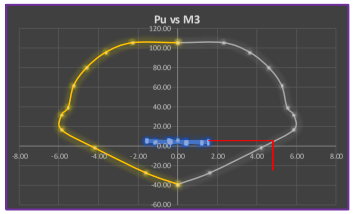
p min = 0.010
p max = 0.060

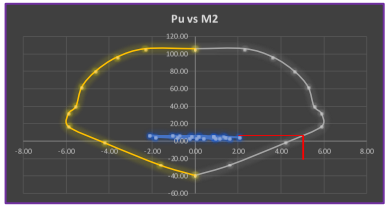
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	30.00	cm
h =	30.00	cm
d =	25.21	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	1.50	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	5.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 150330075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	30.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	12.60 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	10.00 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	30.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.31	tonf.m
Mns =	5.31	tonf.m
Pu =	1.50	tonf
Mpri =	6.6375	tonf.m
Mprs =	6.6375	tonf.m
Vu =	3.20	tonf
Vn =	3.76	tonf
Vc =	8.15	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	30.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

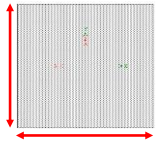
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	6.61 Tonf
R02	6.17 Tonf
R03	6.17 Tonf
R04	6.43 Tonf
R05	6.43 Tonf
R06	4.10 Tonf
R07	4.10 Tonf
R08	4.36 Tonf
R09	4.36 Tonf

0.1*f'c*Ag
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

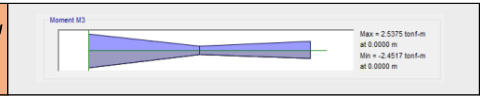
C4



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

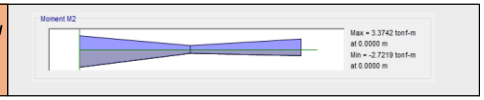


Mu(-) =	2.53 Tonf-m
Mu(+) =	2.45 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	30 cm
h =	30 cm
d =	25.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
5.04 cm	2.86 cm2
2.24 cm	2.69 cm2
2.11 cm	2.68 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	
3/4	
1	
As =	7.74 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
5.04 cm	2.95 cm2
2.31 cm	2.78 cm2
2.18 cm	2.78 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0
As =	7.74 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.37 Tonf-m
Mu(+) =	2.72 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	30 cm
h =	30 cm
d =	25.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
5.01 cm	3.19 cm2
2.50 cm	3.02 cm2
2.37 cm	3.02 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	
3/4	
1	
As =	7.74 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
5.01 cm	3.95 cm2
3.10 cm	3.79 cm2
2.98 cm	3.78 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0
As =	7.74 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0

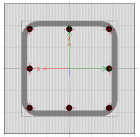
As esquinas: 1/2

As. Total	
ø	As
1/2	8
5/8	0
3/4	0
1	0
As =	10.32 cm2

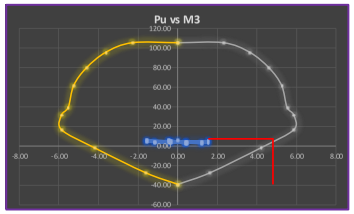
p min = 0.010
p max = 0.060

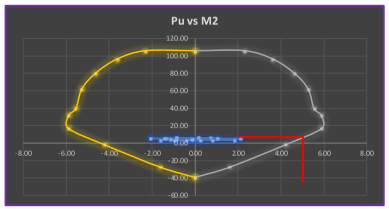
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	30.00	cm
h =	30.00	cm
d =	25.21	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	5.60	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	6.07	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 150330075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	30.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	12.60 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	10.00 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	30.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	30.00	cm
h =	30.00	cm
d =	25.05	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	4.80	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	5.99	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 149383290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	30.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	12.52 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	10.00 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	30.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

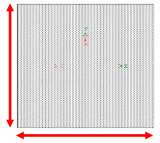
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	6.82 Tonf
R02	6.28 Tonf
R03	6.28 Tonf
R04	6.64 Tonf
R05	6.64 Tonf
R06	4.14 Tonf
R07	4.14 Tonf
R08	4.50 Tonf
R09	4.50 Tonf

0.1*f'c*Ag
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

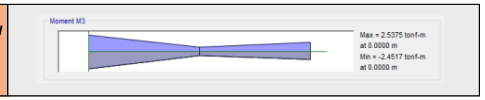
C5



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

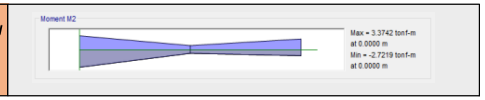


Mu(-) =	2.53	Tonf-m
Mu(+) =	2.45	Tonf-m
f'c =	210	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
b =	30	cm
h =	30	cm
d =	25.21	cm

MOM. POSITIVO	
a	As
5.04 cm	2.86 cm2
2.24 cm	2.69 cm2
2.11 cm	2.68 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	
3/4	
1	
As =	7.74 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
5.04 cm	2.95 cm2
2.31 cm	2.78 cm2
2.18 cm	2.78 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0
As =	7.74 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.37	Tonf-m
Mu(+) =	2.72	Tonf-m
f'c =	210	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
b =	30	cm
h =	30	cm
d =	25.05	cm

MOM. POSITIVO	
a	As
5.01 cm	3.19 cm2
2.50 cm	3.02 cm2
2.37 cm	3.02 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	
3/4	
1	
As =	7.74 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
5.01 cm	3.95 cm2
3.10 cm	3.79 cm2
2.98 cm	3.78 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0
As =	7.74 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0

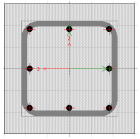
As esquinas 1/2

As. Total	
ø	As
1/2	8
5/8	0
3/4	0
1	0
As =	10.32 cm2

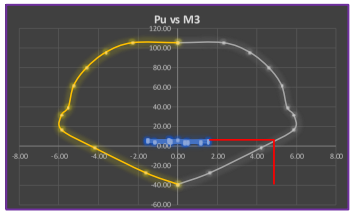
p min = 0.010
p max = 0.060

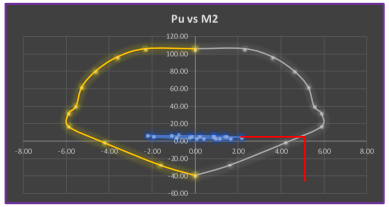
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	30.00	cm
h =	30.00	cm
d =	25.21	cm
Mni =	5.40	tonf.m
Mns =	5.40	tonf.m
Pu =	5.61	tonf
Mpri =	6.75	tonf.m
Mprs =	6.75	tonf.m
Vu =	3.25	tonf
Vn =	3.83	tonf
Vc =	6.07	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 150330075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	30.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	12.60 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	10.00	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	30.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70	cm
250 mm	25.00	cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	30.00	cm
h =	30.00	cm
d =	25.05	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	5.00	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	6.00	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 149383290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	30.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	12.52 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	10.00	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	30.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70	cm
250 mm	25.00	cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

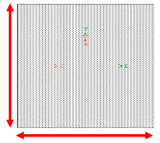
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	6.82 Tonf
R02	6.29 Tonf
R03	6.29 Tonf
R04	6.64 Tonf
R05	6.64 Tonf
R06	4.14 Tonf
R07	4.14 Tonf
R08	4.50 Tonf
R09	4.50 Tonf

0.1*f'c*Ag
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

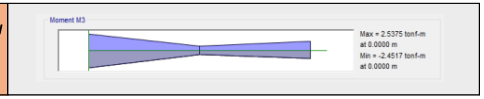
C6



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

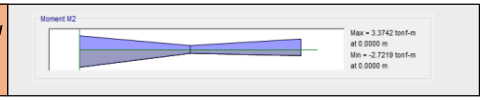


Mu(-) =	2.53 Tonf-m
Mu(+) =	2.45 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	30 cm
h =	30 cm
d =	25.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
5.04 cm	2.86 cm2
2.24 cm	2.69 cm2
2.11 cm	2.68 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	
3/4	
1	
As =	7.74 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
5.04 cm	2.95 cm2
2.31 cm	2.78 cm2
2.18 cm	2.78 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0
As =	7.74 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.37 Tonf-m
Mu(+) =	2.72 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	30 cm
h =	30 cm
d =	25.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
5.01 cm	3.19 cm2
2.50 cm	3.02 cm2
2.37 cm	3.02 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	
3/4	
1	
As =	7.74 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
5.01 cm	3.95 cm2
3.10 cm	3.79 cm2
2.98 cm	3.78 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0
As =	7.74 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0

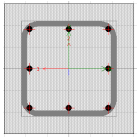
As esquinas: 1/2

As. Total	
ø	As
1/2	8
5/8	0
3/4	0
1	0
As =	10.32 cm2

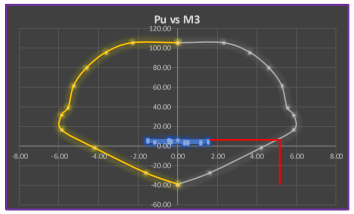
p min = 0.010
p max = 0.060

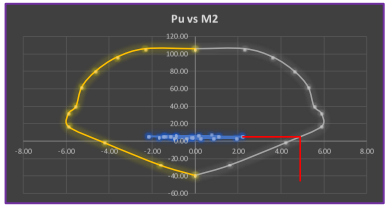
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	30.00	cm
h =	30.00	cm
d =	25.21	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	5.10	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	6.04	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 150330075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	30.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	12.60 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	10.00	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	30.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70	cm
250 mm	25.00	cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	30.00	cm
h =	30.00	cm
d =	25.05	cm
Mni =	4.80	tonf.m
Mns =	4.80	tonf.m
Pu =	5.30	tonf
Mpri =	6	tonf.m
Mprs =	6	tonf.m
Vu =	2.89	tonf
Vn =	3.40	tonf
Vc =	6.01	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 149383290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	30.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	12.52 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	10.00	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	30.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70	cm
250 mm	25.00	cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

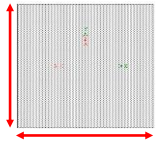
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	4.29 Tonf
R02	4.40 Tonf
R03	4.40 Tonf
R04	4.48 Tonf
R05	4.48 Tonf
R06	3.12 Tonf
R07	3.12 Tonf
R08	3.19 Tonf
R09	3.19 Tonf

0.1*f'c*Ag
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

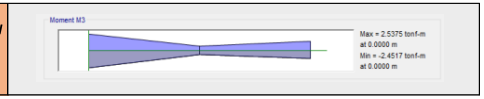
C7



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

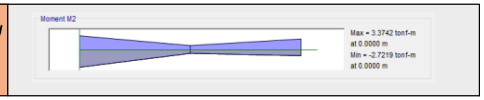


Mu(-) =	2.53 Tonf-m
Mu(+) =	2.45 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	30 cm
h =	30 cm
d =	25.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
5.04 cm	2.86 cm2
2.24 cm	2.69 cm2
2.11 cm	2.68 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	
3/4	
1	
As =	7.74 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
5.04 cm	2.95 cm2
2.31 cm	2.78 cm2
2.18 cm	2.78 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0
As =	7.74 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.37 Tonf-m
Mu(+) =	2.72 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	30 cm
h =	30 cm
d =	25.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
5.01 cm	3.19 cm2
2.50 cm	3.02 cm2
2.37 cm	3.02 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	
3/4	
1	
As =	7.74 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
5.01 cm	3.95 cm2
3.10 cm	3.79 cm2
2.98 cm	3.78 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0
As =	7.74 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0

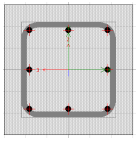
As esquinas 1/2

As. Total	
ø	As
1/2	8
5/8	0
3/4	0
1	0
As =	10.32 cm2

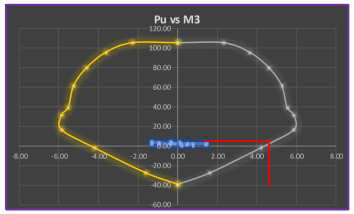
p min = 0.010
p max = 0.060

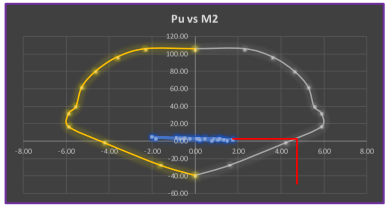
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	30.00	cm
h =	30.00	cm
d =	25.21	cm
Mni =	4.20	tonf.m
Mns =	4.20	tonf.m
Pu =	5.00	tonf
Mpri =	5.25	tonf.m
Mprs =	5.25	tonf.m
Vu =	2.53	tonf
Vn =	2.98	tonf
Vc =	6.04	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 150330075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	30.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	12.60 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	10.00 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	30.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	30.00	cm
h =	30.00	cm
d =	25.05	cm
Mni =	4.00	tonf.m
Mns =	4.00	tonf.m
Pu =	4.47	tonf
Mpri =	5	tonf.m
Mprs =	5	tonf.m
Vu =	2.41	tonf
Vn =	2.83	tonf
Vc =	5.98	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 149383290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	30.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	12.52 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	10.00 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	30.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

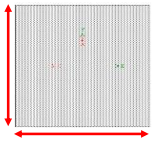
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	4.29 Tonf
R02	4.40 Tonf
R03	4.40 Tonf
R04	4.48 Tonf
R05	4.48 Tonf
R06	3.12 Tonf
R07	3.12 Tonf
R08	3.19 Tonf
R09	3.19 Tonf

0.1*f'c*Ag
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf
18.9 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C8



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

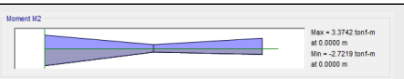
MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

Mu(-) =	2.53 Tonf-m
Mu(+) =	2.45 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	30 cm
h =	30 cm
d =	25.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
5.04 cm	2.86 cm2
2.24 cm	2.69 cm2
2.11 cm	2.68 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	
3/4	
1	
As =	7.74 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
5.04 cm	2.95 cm2
2.31 cm	2.78 cm2
2.18 cm	2.78 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0
As =	7.74 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.37 Tonf-m
Mu(+) =	2.72 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	30 cm
h =	30 cm
d =	25.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
5.01 cm	3.19 cm2
2.50 cm	3.02 cm2
2.37 cm	3.02 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	
3/4	
1	
As =	7.74 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
5.01 cm	3.95 cm2
3.10 cm	3.79 cm2
2.98 cm	3.78 cm2
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0
As =	7.74 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	6
5/8	0
3/4	0
1	0

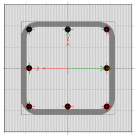
As esquinas: 1/2

As. Total	
ø	As
1/2	8
5/8	0
3/4	0
1	0
As =	10.32 cm2

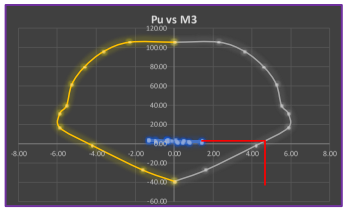
p min = 0.010
p max = 0.060

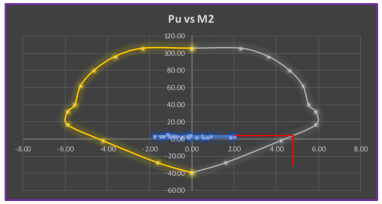
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DEIT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	30.00	cm
h =	30.00	cm
d =	25.21	cm
Mni =	4.20	tonf.m
Mns =	4.20	tonf.m
Pu =	3.00	tonf
Mpri =	5.25	tonf.m
Mprs =	5.25	tonf.m
Vu =	2.53	tonf
Vn =	2.98	tonf
Vc =	5.95	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 150330075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	30.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	12.60 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	10.00	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	30.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70	cm
250 mm	25.00	cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	30.00	cm
h =	30.00	cm
d =	25.05	cm
Mni =	4.20	tonf.m
Mns =	4.20	tonf.m
Pu =	3.00	tonf
Mpri =	5.25	tonf.m
Mprs =	5.25	tonf.m
Vu =	2.53	tonf
Vn =	2.98	tonf
Vc =	5.91	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 149383290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	30.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	12.52 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	10.00	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	30.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70	cm
250 mm	25.00	cm

s = 12.50 cm

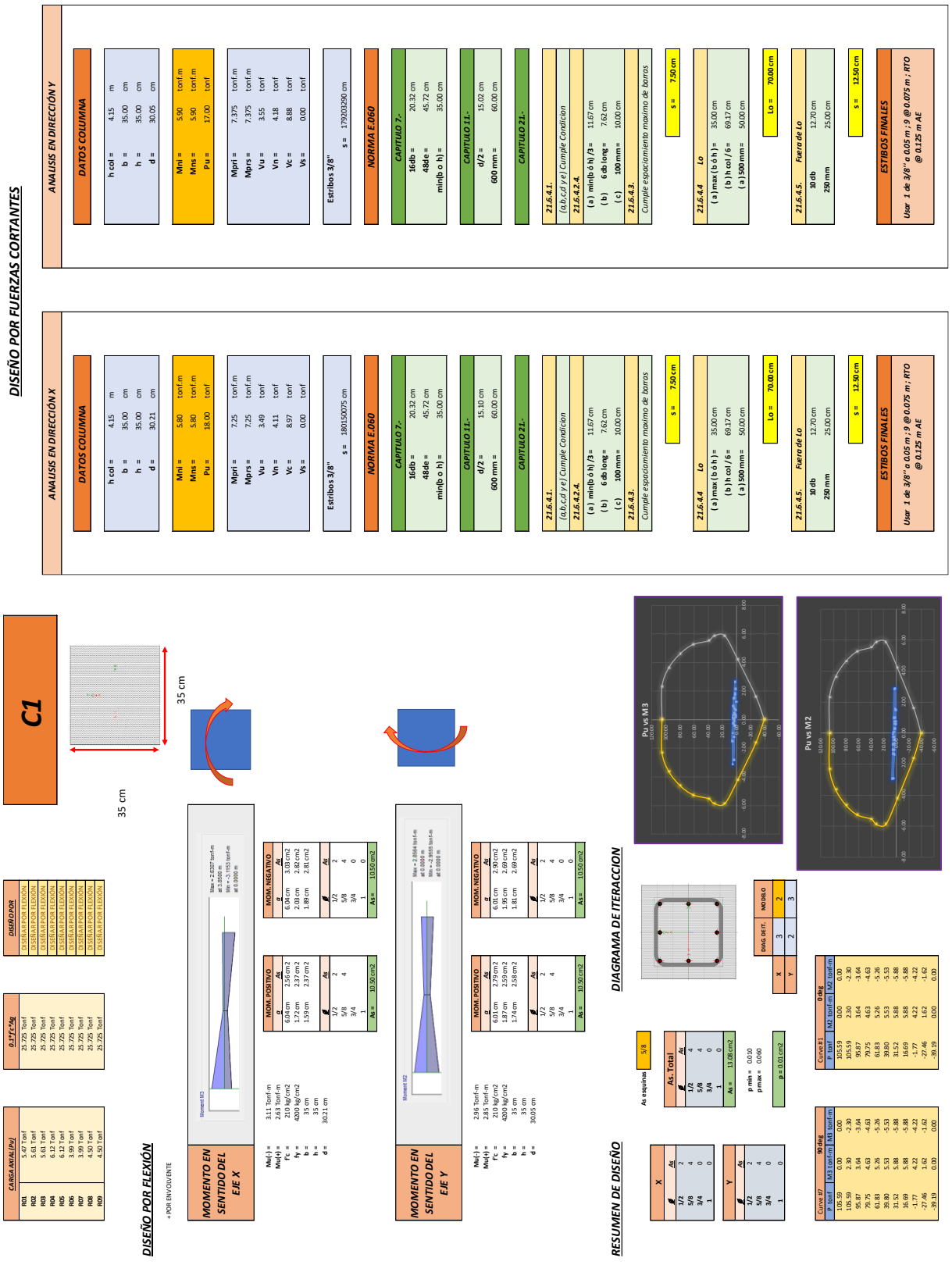
ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

Fuente: Elaboración propia.

4.4.4 Diseño de columnas bloque D

Tabla 81: Diseño de Columnas del Bloque D

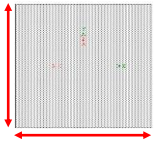


CARGA AXIAL (Pu)	
R01	10.62 Tonf
R02	9.87 Tonf
R03	9.87 Tonf
R04	10.25 Tonf
R05	10.25 Tonf
R06	6.49 Tonf
R07	6.49 Tonf
R08	6.86 Tonf
R09	6.86 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

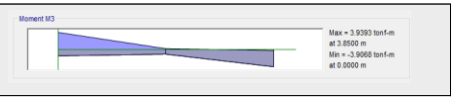
C2

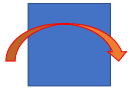


DISEÑO POR FLEXIÓN

+POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



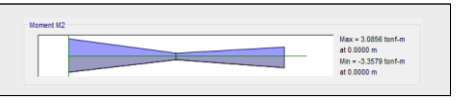


Mu(-) =	3.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.93 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.82 cm2
2.57 cm	3.59 cm2
2.42 cm	3.59 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.80 cm2
2.55 cm	3.57 cm2
2.40 cm	3.56 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.36 Tonf-m
Mu(+) =	3.09 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.02 cm2
2.03 cm	2.82 cm2
1.89 cm	2.81 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.29 cm2
2.21 cm	3.07 cm2
2.06 cm	3.06 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

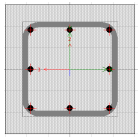
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

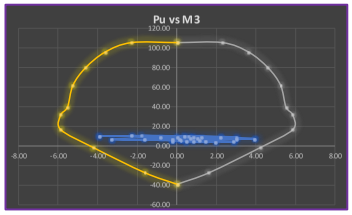
p min = 0.010
p max = 0.060

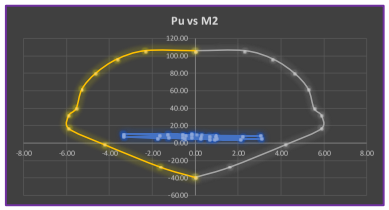
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.90	tonf.m
Mns =	5.90	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.375	tonf.m
Mprs =	7.375	tonf.m
Vu =	3.55	tonf
Vn =	4.18	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

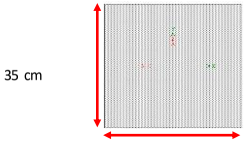
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	11.97 Tonf
R02	11.10 Tonf
R03	11.10 Tonf
R04	10.89 Tonf
R05	10.89 Tonf
R06	7.26 Tonf
R07	7.26 Tonf
R08	7.06 Tonf
R09	7.06 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

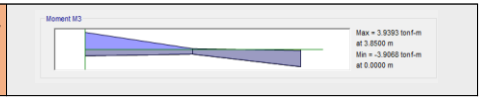
C3

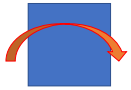


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



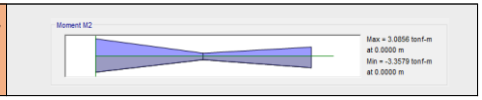


Mu(-) =	3.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.93 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.82 cm2
2.57 cm	3.59 cm2
2.42 cm	3.59 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.80 cm2
2.55 cm	3.57 cm2
2.40 cm	3.56 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.36 Tonf-m
Mu(+) =	3.09 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.02 cm2
2.03 cm	2.82 cm2
1.89 cm	2.81 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.29 cm2
2.21 cm	3.07 cm2
2.06 cm	3.06 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

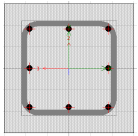
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

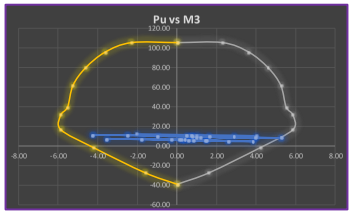
p min = 0.010
p max = 0.060

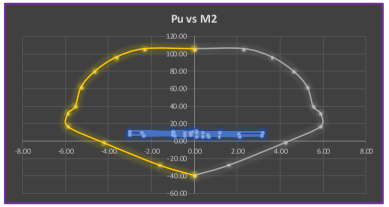
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DEIT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.90	tonf.m
Mns =	5.90	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.375	tonf.m
Mprs =	7.375	tonf.m
Vu =	3.55	tonf
Vn =	4.18	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

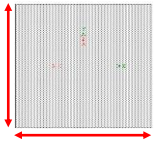
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	6.82 Tonf
R02	6.61 Tonf
R03	6.61 Tonf
R04	6.74 Tonf
R05	6.74 Tonf
R06	4.54 Tonf
R07	4.54 Tonf
R08	4.68 Tonf
R09	4.68 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

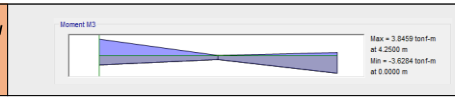
C4

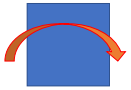


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	3.63 Tonf-m
Mu(+) =	3.85 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.75 cm2
2.52 cm	3.52 cm2
2.37 cm	3.51 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.53 cm2
2.37 cm	3.31 cm2
2.22 cm	3.30 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	2.65 Tonf-m
Mu(+) =	2.87 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.81 cm2
1.89 cm	2.61 cm2
1.75 cm	2.60 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	2.59 cm2
1.74 cm	2.40 cm2
1.62 cm	2.40 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

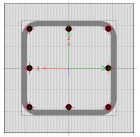
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

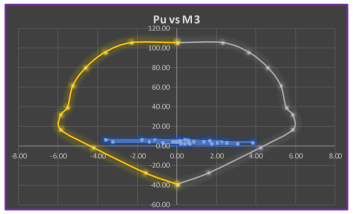
p min = 0.010
p max = 0.060

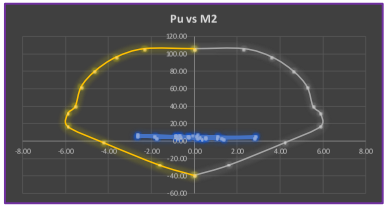
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.90	tonf.m
Mns =	5.90	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.375	tonf.m
Mprs =	7.375	tonf.m
Vu =	3.55	tonf
Vn =	4.18	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

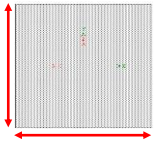
CARGA AXIAL (Pu)	
R01	10.67 Tonf
R02	9.76 Tonf
R03	9.76 Tonf
R04	10.62 Tonf
R05	10.62 Tonf
R06	6.45 Tonf
R07	6.45 Tonf
R08	7.30 Tonf
R09	7.30 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C5

35 cm

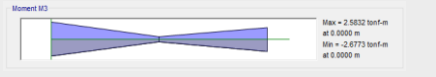


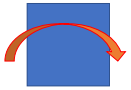
35 cm

DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	2.68 Tonf-m
Mu(+) =	2.58 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.51 cm2
1.69 cm	2.32 cm2
1.56 cm	2.32 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.61 cm2
1.75 cm	2.42 cm2
1.63 cm	2.41 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	2.92 Tonf-m
Mu(+) =	2.82 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.76 cm2
1.85 cm	2.56 cm2
1.72 cm	2.56 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	2.86 cm2
1.92 cm	2.66 cm2
1.79 cm	2.65 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

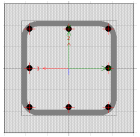
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

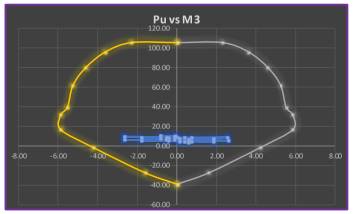
p min = 0.010
p max = 0.060

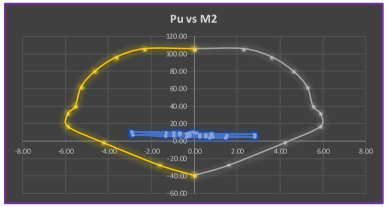
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.90	tonf.m
Mns =	5.90	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.375	tonf.m
Mprs =	7.375	tonf.m
Vu =	3.55	tonf
Vn =	4.18	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

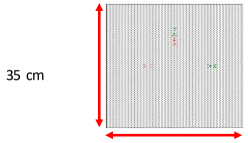
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	21.29 Tonf
R02	18.81 Tonf
R03	18.81 Tonf
R04	19.38 Tonf
R05	19.38 Tonf
R06	11.64 Tonf
R07	11.64 Tonf
R08	12.20 Tonf
R09	12.20 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

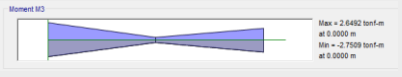
C6

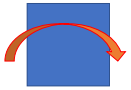


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	2.76 Tonf-m
Mu(+) =	2.65 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.58 cm2
1.73 cm	2.39 cm2
1.61 cm	2.38 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.69 cm2
1.81 cm	2.49 cm2
1.68 cm	2.49 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.28 Tonf-m
Mu(+) =	3.07 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.00 cm2
2.02 cm	2.80 cm2
1.88 cm	2.79 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.21 cm2
2.16 cm	3.00 cm2
2.01 cm	2.99 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

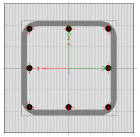
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

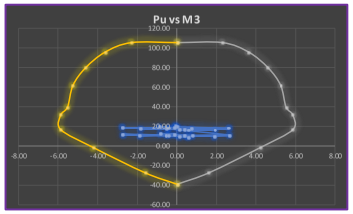
p min = 0.010
p max = 0.060

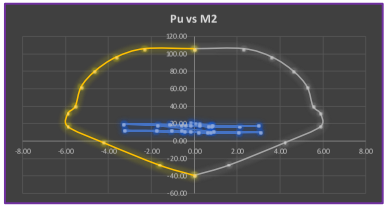
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE FT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.90	tonf.m
Mns =	5.90	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.375	tonf.m
Mprs =	7.375	tonf.m
Vu =	3.55	tonf
Vn =	4.18	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

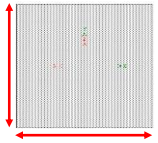
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	13.45 Tonf
R02	12.08 Tonf
R03	12.08 Tonf
R04	12.47 Tonf
R05	12.47 Tonf
R06	7.80 Tonf
R07	7.80 Tonf
R08	8.18 Tonf
R09	8.18 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

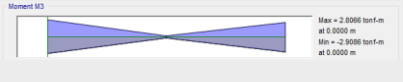
C7



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

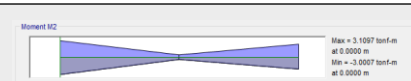


Mu(-) =	2.91 Tonf-m
Mu(+) =	2.81 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.73 cm2
1.84 cm	2.54 cm2
1.71 cm	2.53 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.83 cm2
1.90 cm	2.63 cm2
1.77 cm	2.63 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3 Tonf-m
Mu(+) =	3.11 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.04 cm2
2.05 cm	2.83 cm2
1.91 cm	2.83 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	2.93 cm2
1.97 cm	2.73 cm2
1.84 cm	2.72 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

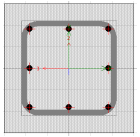
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

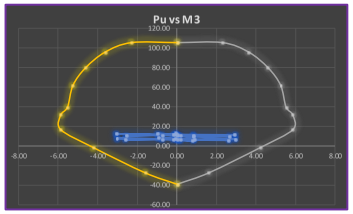
p min = 0.010
p max = 0.060

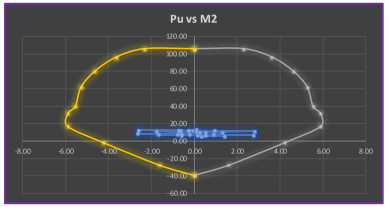
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.90	tonf.m
Mns =	5.90	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.375	tonf.m
Mprs =	7.375	tonf.m
Vu =	3.55	tonf
Vn =	4.18	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

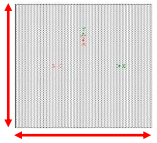
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	24.15 Tonf
R02	21.13 Tonf
R03	21.13 Tonf
R04	21.30 Tonf
R05	21.30 Tonf
R06	12.96 Tonf
R07	12.96 Tonf
R08	13.13 Tonf
R09	13.13 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

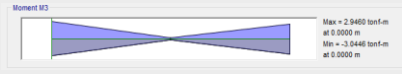
C8

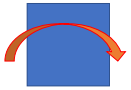


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	3.05 Tonf-m
Mu(+) =	2.95 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.87 cm2
1.93 cm	2.67 cm2
1.79 cm	2.66 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.97 cm2
2.00 cm	2.76 cm2
1.86 cm	2.76 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	2.64 Tonf-m
Mu(+) =	2.8 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.74 cm2
1.84 cm	2.54 cm2
1.71 cm	2.54 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	2.58 cm2
1.74 cm	2.39 cm2
1.61 cm	2.39 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

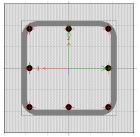
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

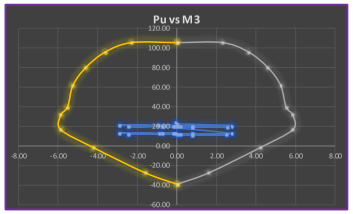
p min = 0.010
p max = 0.060

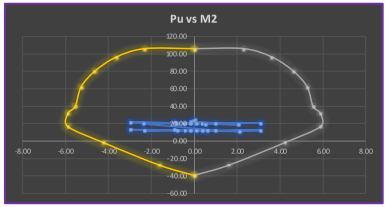
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.90	tonf.m
Mns =	5.90	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.375	tonf.m
Mprs =	7.375	tonf.m
Vu =	3.55	tonf
Vn =	4.18	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

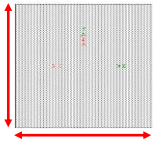
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	8.55 Tonf
R02	7.99 Tonf
R03	7.99 Tonf
R04	8.75 Tonf
R05	8.75 Tonf
R06	5.38 Tonf
R07	5.38 Tonf
R08	6.14 Tonf
R09	6.14 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

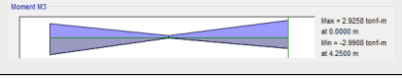
C9

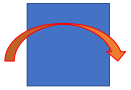


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



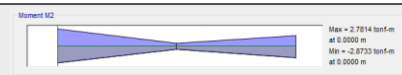


Mu(-) =	2.99 Tonf-m
Mu(+) =	2.93 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.85 cm2
1.92 cm	2.65 cm2
1.78 cm	2.64 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.91 cm2
1.96 cm	2.71 cm2
1.82 cm	2.70 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	2.87 Tonf-m
Mu(+) =	2.78 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.72 cm2
1.83 cm	2.52 cm2
1.70 cm	2.52 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	2.81 cm2
1.89 cm	2.61 cm2
1.75 cm	2.60 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

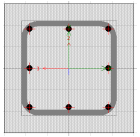
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

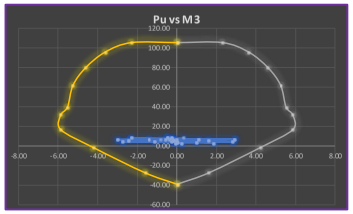
p min = 0.010
p max = 0.060

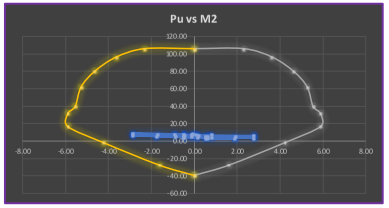
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.90	tonf.m
Mns =	5.90	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.375	tonf.m
Mprs =	7.375	tonf.m
Vu =	3.55	tonf
Vn =	4.18	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

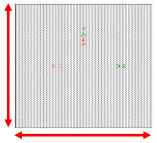
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	16.78 Tonf
R02	15.01 Tonf
R03	15.01 Tonf
R04	15.50 Tonf
R05	15.50 Tonf
R06	9.43 Tonf
R07	9.43 Tonf
R08	9.92 Tonf
R09	9.92 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

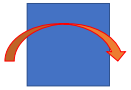
C10



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



Mu(-) =	4.14 Tonf-m
Mu(+) =	3.62 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

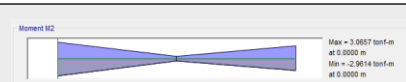
MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.52 cm2
2.37 cm	3.30 cm2
2.22 cm	3.29 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	4.03 cm2
2.71 cm	3.80 cm2
2.55 cm	3.79 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	2.96 Tonf-m
Mu(+) =	3.07 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.00 cm2
2.02 cm	2.80 cm2
1.88 cm	2.79 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	2.90 cm2
1.95 cm	2.69 cm2
1.81 cm	2.69 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

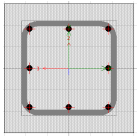
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

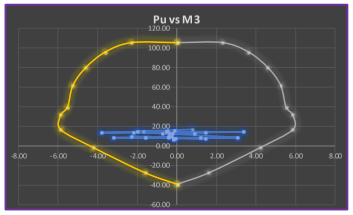
p min = 0.010
p max = 0.060

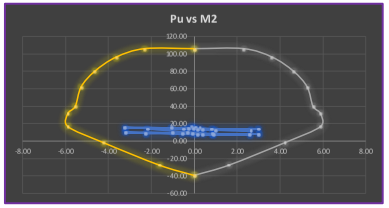
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.90	tonf.m
Mns =	5.90	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.375	tonf.m
Mprs =	7.375	tonf.m
Vu =	3.55	tonf
Vn =	4.18	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

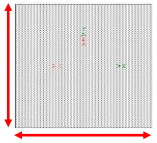
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	18.77 Tonf
R02	16.65 Tonf
R03	16.65 Tonf
R04	16.68 Tonf
R05	16.68 Tonf
R06	10.36 Tonf
R07	10.36 Tonf
R08	10.39 Tonf
R09	10.39 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

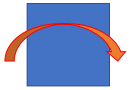
C11



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

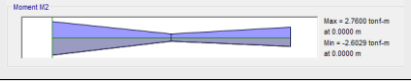


Mu(-) =	3.5 Tonf-m
Mu(+) =	3.38 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.29 cm2
2.21 cm	3.07 cm2
2.07 cm	3.07 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.41 cm2
2.29 cm	3.19 cm2
2.14 cm	3.18 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	2.6 Tonf-m
Mu(+) =	2.76 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.70 cm2
1.82 cm	2.51 cm2
1.68 cm	2.50 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	2.54 cm2
1.71 cm	2.36 cm2
1.58 cm	2.35 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

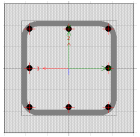
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

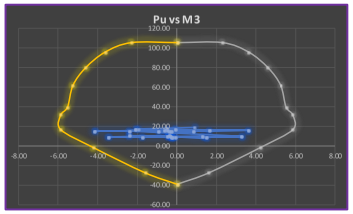
p min = 0.010
p max = 0.060

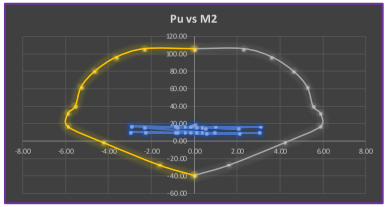
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.90	tonf.m
Mns =	5.90	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.375	tonf.m
Mprs =	7.375	tonf.m
Vu =	3.55	tonf
Vn =	4.18	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

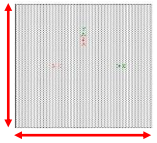
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	10.53 Tonf
R02	9.65 Tonf
R03	9.65 Tonf
R04	9.93 Tonf
R05	9.93 Tonf
R06	6.34 Tonf
R07	6.34 Tonf
R08	6.61 Tonf
R09	6.61 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

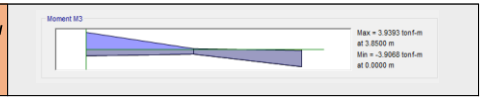
C12

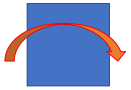


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



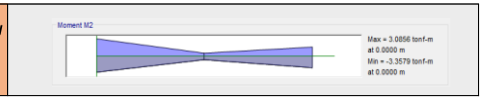


Mu(-) =	3.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.93 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.82 cm2
2.57 cm	3.59 cm2
2.42 cm	3.59 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.80 cm2
2.55 cm	3.57 cm2
2.40 cm	3.56 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.36 Tonf-m
Mu(+) =	3.09 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.02 cm2
2.03 cm	2.82 cm2
1.89 cm	2.81 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.29 cm2
2.21 cm	3.07 cm2
2.06 cm	3.06 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

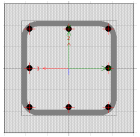
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

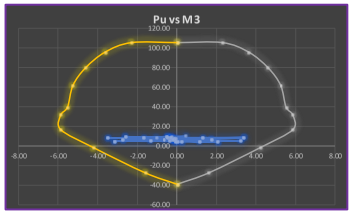
p min = 0.010
p max = 0.060

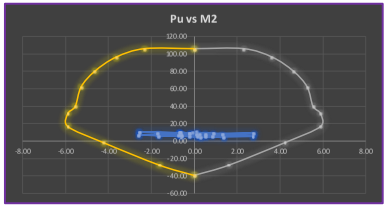
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.90	tonf.m
Mns =	5.90	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.375	tonf.m
Mprs =	7.375	tonf.m
Vu =	3.55	tonf
Vn =	4.18	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

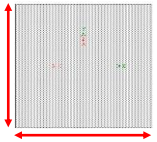
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	9.38 Tonf
R02	8.67 Tonf
R03	8.67 Tonf
R04	9.48 Tonf
R05	9.48 Tonf
R06	5.78 Tonf
R07	5.78 Tonf
R08	6.59 Tonf
R09	6.59 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

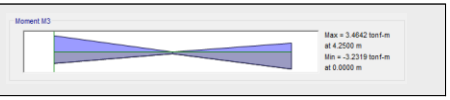
C13

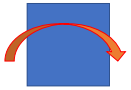


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



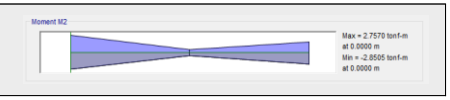


Mu(-) =	3.23 Tonf-m
Mu(+) =	3.47 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.38 cm2
2.27 cm	3.16 cm2
2.12 cm	3.15 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.14 cm2
2.11 cm	2.93 cm2
1.97 cm	2.92 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	2.85 Tonf-m
Mu(+) =	2.76 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.70 cm2
1.82 cm	2.51 cm2
1.68 cm	2.50 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	2.79 cm2
1.87 cm	2.59 cm2
1.74 cm	2.58 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

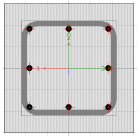
Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

As esquinas	5/8

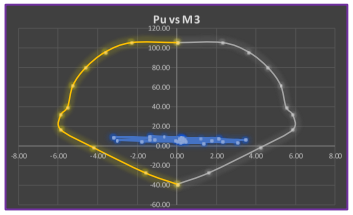
As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

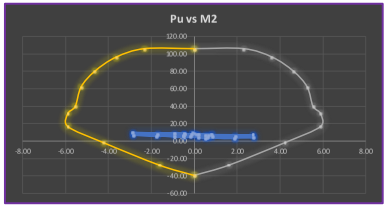
p min =	0.010
p max =	0.060
p =	0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.90	tonf.m
Mns =	5.90	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.375	tonf.m
Mprs =	7.375	tonf.m
Vu =	3.55	tonf
Vn =	4.18	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

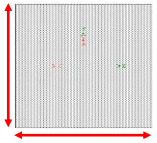
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	18.41 Tonf
R02	16.28 Tonf
R03	16.28 Tonf
R04	16.88 Tonf
R05	16.88 Tonf
R06	10.13 Tonf
R07	10.13 Tonf
R08	10.74 Tonf
R09	10.74 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

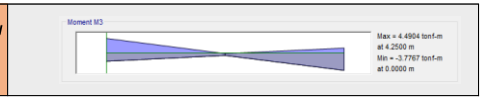
C14

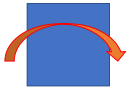


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



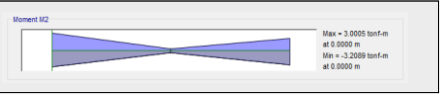


Mu(-) =	3.78 Tonf-m
Mu(+) =	4.49 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	4.37 cm2
2.94 cm	4.13 cm2
2.78 cm	4.12 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.68 cm2
2.47 cm	3.45 cm2
2.32 cm	3.44 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.21 Tonf-m
Mu(+) =	3 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.93 cm2
1.97 cm	2.73 cm2
1.84 cm	2.72 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.14 cm2
2.11 cm	2.93 cm2
1.97 cm	2.92 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

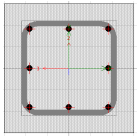
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

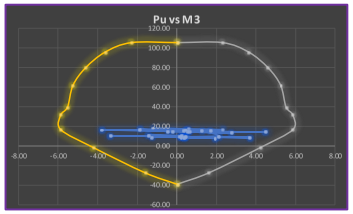
p min = 0.010
p max = 0.060

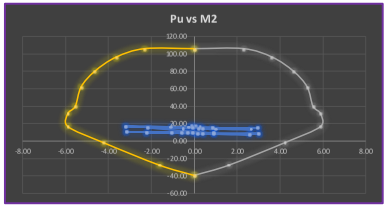
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70	cm
250 mm	25.00	cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.90	tonf.m
Mns =	5.90	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.375	tonf.m
Mprs =	7.375	tonf.m
Vu =	3.55	tonf
Vn =	4.18	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70	cm
250 mm	25.00	cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

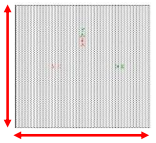
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	20.62 Tonf
R02	18.11 Tonf
R03	18.11 Tonf
R04	18.26 Tonf
R05	18.26 Tonf
R06	11.17 Tonf
R07	11.17 Tonf
R08	11.32 Tonf
R09	11.32 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

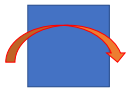
C15



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

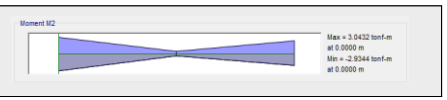


Mu(-) =	4.07 Tonf-m
Mu(+) =	4.9 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	4.77 cm2
3.21 cm	4.53 cm2
3.05 cm	4.52 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.96 cm2
2.66 cm	3.73 cm2
2.51 cm	3.72 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	2.93 Tonf-m
Mu(+) =	3.04 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.97 cm2
2.00 cm	2.77 cm2
1.86 cm	2.76 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	2.87 cm2
1.93 cm	2.67 cm2
1.79 cm	2.66 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

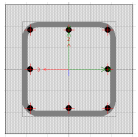
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

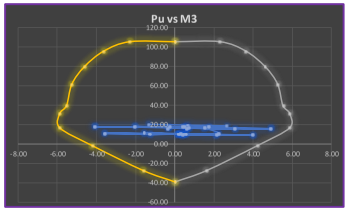
p min = 0.010
p max = 0.060

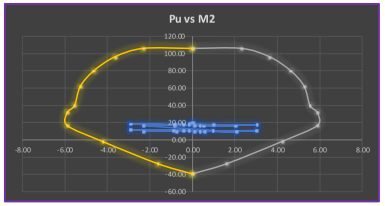
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.90	tonf.m
Mns =	5.90	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.375	tonf.m
Mprs =	7.375	tonf.m
Vu =	3.55	tonf
Vn =	4.18	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

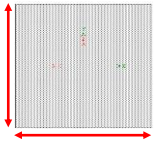
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	11.57 Tonf
R02	10.38 Tonf
R03	10.38 Tonf
R04	10.83 Tonf
R05	10.83 Tonf
R06	6.72 Tonf
R07	6.72 Tonf
R08	7.16 Tonf
R09	7.16 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

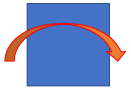
C16



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



Mu(-) =	3.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.93 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.82 cm2
2.57 cm	3.59 cm2
2.42 cm	3.59 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.80 cm2
2.55 cm	3.57 cm2
2.40 cm	3.56 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.36 Tonf-m
Mu(+) =	3.09 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.02 cm2
2.03 cm	2.82 cm2
1.89 cm	2.81 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.29 cm2
2.21 cm	3.07 cm2
2.06 cm	3.06 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

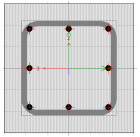
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

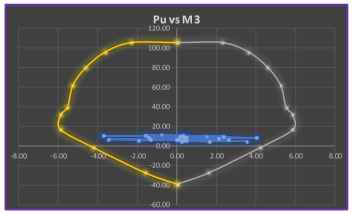
p min = 0.010
p max = 0.060

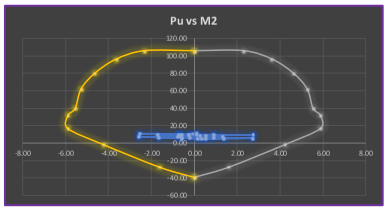
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.90	tonf.m
Mns =	5.90	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.375	tonf.m
Mprs =	7.375	tonf.m
Vu =	3.55	tonf
Vn =	4.18	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

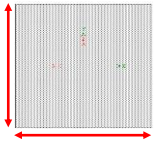
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	5.99 Tonf
R02	6.00 Tonf
R03	6.00 Tonf
R04	6.53 Tonf
R05	6.53 Tonf
R06	4.22 Tonf
R07	4.22 Tonf
R08	4.75 Tonf
R09	4.75 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

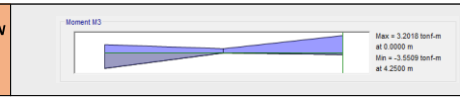
C17

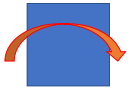


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	3.55 Tonf-m
Mu(+) =	3.2 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.11 cm2
2.09 cm	2.90 cm2
1.95 cm	2.90 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.45 cm2
2.32 cm	3.23 cm2
2.17 cm	3.23 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	2.82 Tonf-m
Mu(+) =	2.72 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.66 cm2
1.79 cm	2.47 cm2
1.66 cm	2.46 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	2.76 cm2
1.85 cm	2.56 cm2
1.72 cm	2.56 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

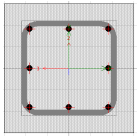
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

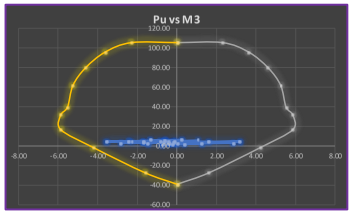
p min = 0.010
p max = 0.060

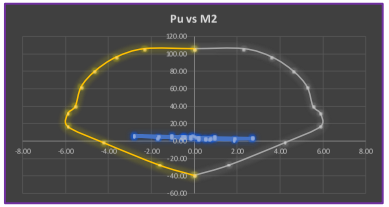
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.
(a) min(b ó h) /3 = 11.67 cm
(b) 6 db long = 7.62 cm
(c) 100 mm = 10.00 cm
21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo
(a) max (b ó h) = 35.00 cm
(b) h col / 6 = 69.17 cm
(a) 500 mm = 50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo
10 db 12.70 cm
250 mm 25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.90	tonf.m
Mns =	5.90	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.375	tonf.m
Mprs =	7.375	tonf.m
Vu =	3.55	tonf
Vn =	4.18	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.
(a) min(b ó h) /3 = 11.67 cm
(b) 6 db long = 7.62 cm
(c) 100 mm = 10.00 cm
21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo
(a) max (b ó h) = 35.00 cm
(b) h col / 6 = 69.17 cm
(a) 500 mm = 50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo
10 db 12.70 cm
250 mm 25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

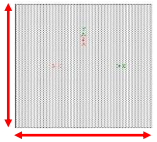
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	11.66 Tonf
R02	10.70 Tonf
R03	10.70 Tonf
R04	11.09 Tonf
R05	11.09 Tonf
R06	6.97 Tonf
R07	6.97 Tonf
R08	7.36 Tonf
R09	7.36 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

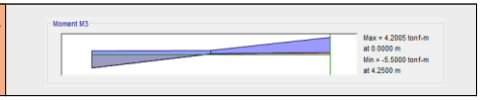
C18

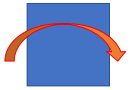


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	5.5 Tonf-m
Mu(+) =	4.21 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	4.10 cm2
2.75 cm	3.86 cm2
2.60 cm	3.85 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	5.35 cm2
3.60 cm	5.12 cm2
3.44 cm	5.11 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.2 Tonf-m
Mu(+) =	2.94 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.88 cm2
1.93 cm	2.67 cm2
1.80 cm	2.67 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.13 cm2
2.10 cm	2.92 cm2
1.96 cm	2.91 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

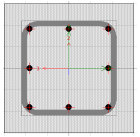
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

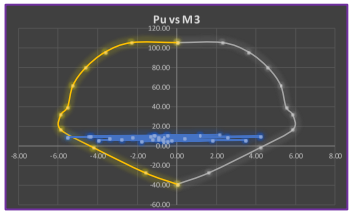
p min = 0.010
p max = 0.060

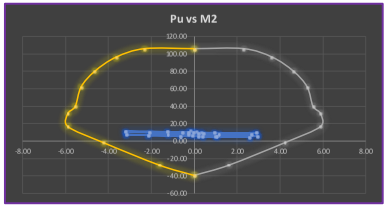
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.90	tonf.m
Mns =	5.90	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.375	tonf.m
Mprs =	7.375	tonf.m
Vu =	3.55	tonf
Vn =	4.18	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

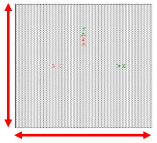
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	12.97 Tonf
R02	11.88 Tonf
R03	11.88 Tonf
R04	11.71 Tonf
R05	11.71 Tonf
R06	7.70 Tonf
R07	7.70 Tonf
R08	7.53 Tonf
R09	7.53 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

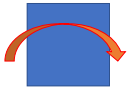
C19



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



Mu(-) =	6.12 Tonf-m
Mu(+) =	4.59 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	4.47 cm2
3.00 cm	4.23 cm2
2.84 cm	4.22 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	5.96 cm2
4.00 cm	5.74 cm2
3.86 cm	5.73 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	2.88 Tonf-m
Mu(+) =	3.03 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.96 cm2
1.99 cm	2.76 cm2
1.85 cm	2.75 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	2.82 cm2
1.89 cm	2.62 cm2
1.76 cm	2.61 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

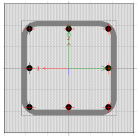
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

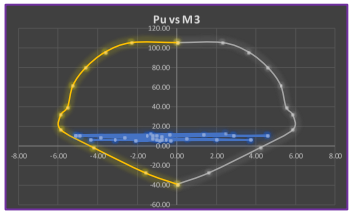
p min = 0.010
p max = 0.060

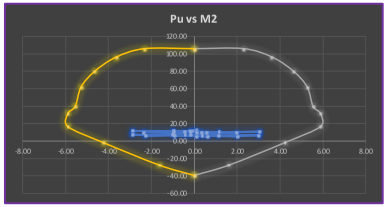
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.90	tonf.m
Mns =	5.90	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.375	tonf.m
Mprs =	7.375	tonf.m
Vu =	3.55	tonf
Vn =	4.18	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

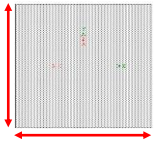
CARGA AXIAL (Pu)	
R01	7.34 Tonf
R02	6.98 Tonf
R03	6.98 Tonf
R04	7.18 Tonf
R05	7.18 Tonf
R06	4.74 Tonf
R07	4.74 Tonf
R08	4.94 Tonf
R09	4.94 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C20

35 cm

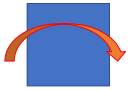


35 cm

DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

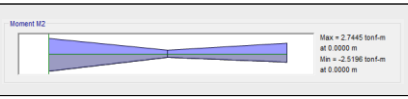


Mu(-) =	4.26 Tonf-m
Mu(+) =	3.76 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.66 cm2
2.46 cm	3.43 cm2
2.31 cm	3.42 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	4.15 cm2
2.79 cm	3.91 cm2
2.63 cm	3.90 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	2.52 Tonf-m
Mu(+) =	2.75 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.69 cm2
1.81 cm	2.50 cm2
1.68 cm	2.49 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	2.47 cm2
1.66 cm	2.28 cm2
1.53 cm	2.28 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

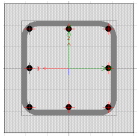
Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

As esquinas	5/8

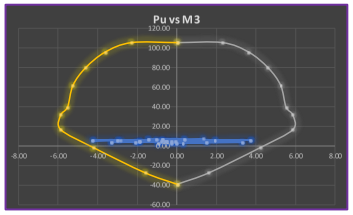
As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

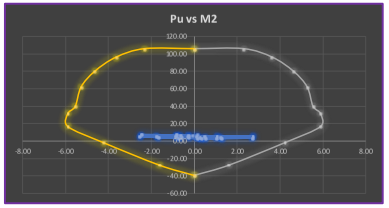
p min =	0.010
p max =	0.060
p =	0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"

s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.

(a,b,c,d y e) Cumple Condicion

21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.

Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70	cm
250 mm	25.00	cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.90	tonf.m
Mns =	5.90	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.375	tonf.m
Mprs =	7.375	tonf.m
Vu =	3.55	tonf
Vn =	4.18	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"

s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.

(a,b,c,d y e) Cumple Condicion

21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.

Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70	cm
250 mm	25.00	cm

s = 12.50 cm

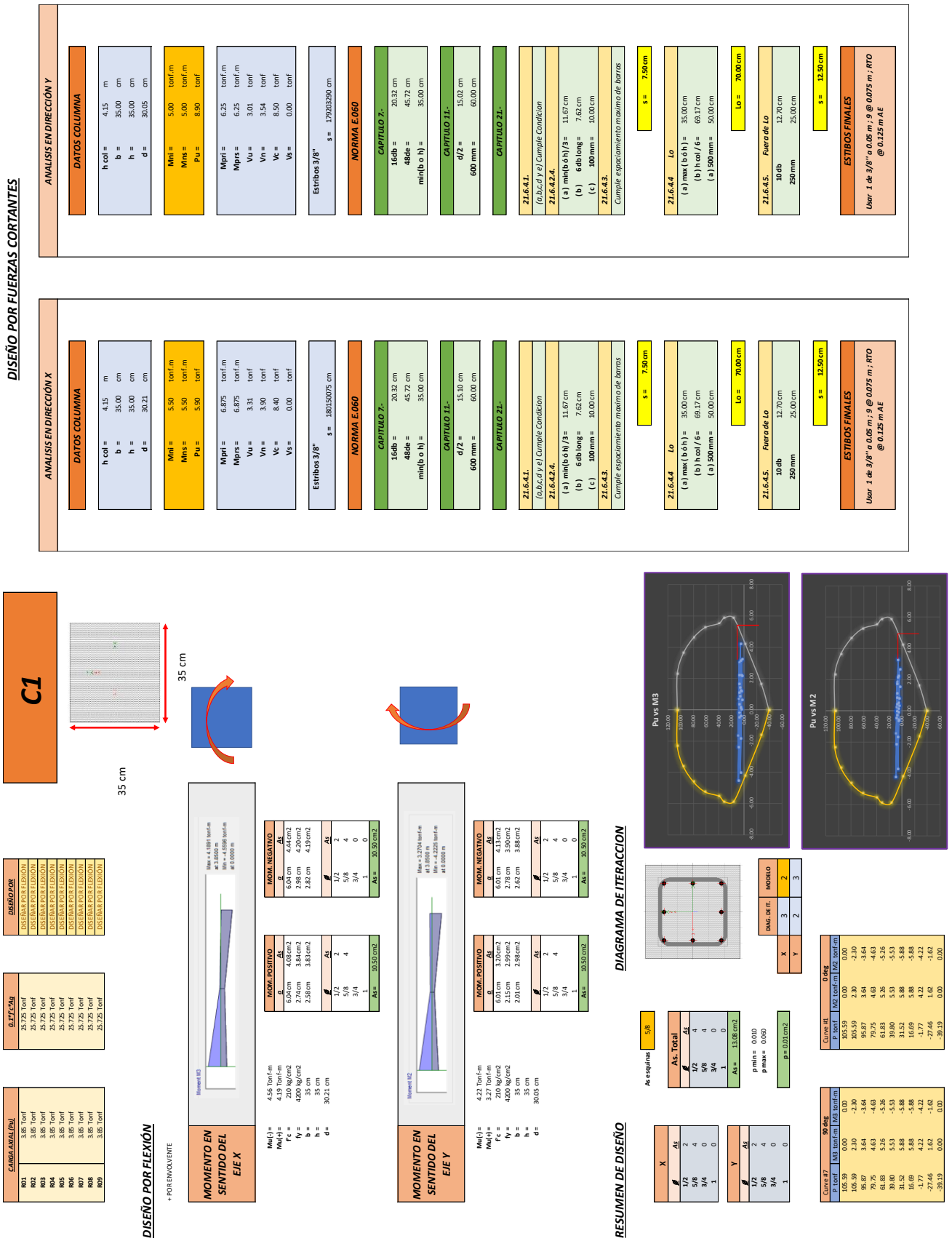
ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

Fuente: Elaboración propia.

4.4.5 Diseño de columnas bloque E

Tabla 82: Diseño de Columnas del Bloque E

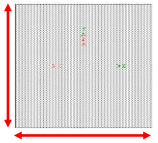


CARGA AXIAL (Pu)	
R01	3.85 Tonf
R02	3.85 Tonf
R03	3.85 Tonf
R04	3.85 Tonf
R05	3.85 Tonf
R06	3.85 Tonf
R07	3.85 Tonf
R08	3.85 Tonf
R09	3.85 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

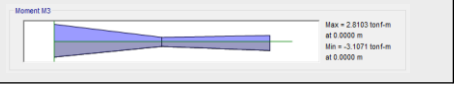
C2

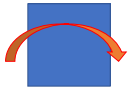


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



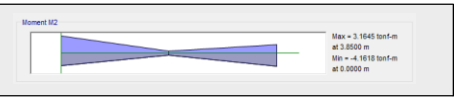


Mu(-) =	3.11 Tonf-m
Mu(+) =	2.8 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.72 cm2
1.83 cm	2.53 cm2
1.70 cm	2.52 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.03 cm2
2.03 cm	2.82 cm2
1.89 cm	2.81 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	4.16 Tonf-m
Mu(+) =	3.16 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.09 cm2
2.08 cm	2.88 cm2
1.94 cm	2.87 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	4.07 cm2
2.74 cm	3.84 cm2
2.58 cm	3.83 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

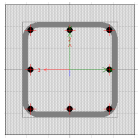
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

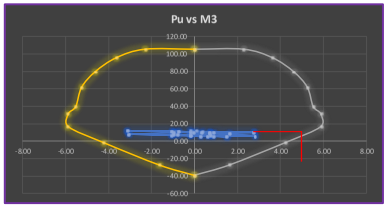
p min = 0.010
p max = 0.060

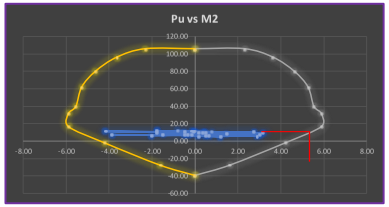
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	11.94	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	8.69	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	11.94	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	8.64	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

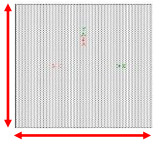
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	3.85 Tonf
R02	3.85 Tonf
R03	3.85 Tonf
R04	3.85 Tonf
R05	3.85 Tonf
R06	3.85 Tonf
R07	3.85 Tonf
R08	3.85 Tonf
R09	3.85 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

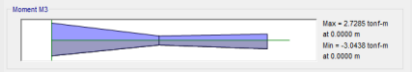
C3

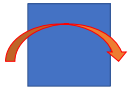


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	3.04 Tonf-m
Mu(+) =	2.73 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.66 cm2
1.79 cm	2.46 cm2
1.66 cm	2.46 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.96 cm2
1.99 cm	2.75 cm2
1.85 cm	2.75 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.32 Tonf-m
Mu(+) =	3.63 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.55 cm2
2.39 cm	3.33 cm2
2.24 cm	3.32 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.25 cm2
2.18 cm	3.03 cm2
2.04 cm	3.03 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

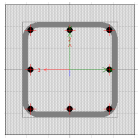
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

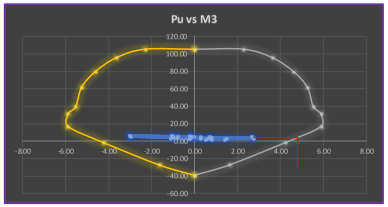
p min = 0.010
p max = 0.060

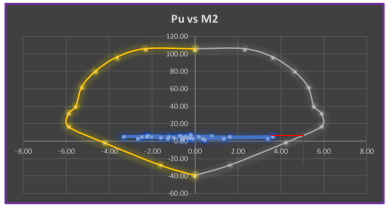
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	4.80	tonf.m
Mns =	4.80	tonf.m
Pu =	6.84	tonf
Mpri =	6	tonf.m
Mprs =	6	tonf.m
Vu =	2.89	tonf
Vn =	3.40	tonf
Vc =	8.44	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	5.09	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	8.32	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

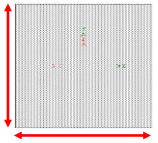
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	3.85 Tonf
R02	3.85 Tonf
R03	3.85 Tonf
R04	3.85 Tonf
R05	3.85 Tonf
R06	3.85 Tonf
R07	3.85 Tonf
R08	3.85 Tonf
R09	3.85 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

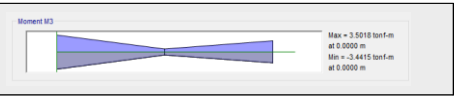
C4

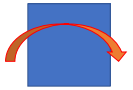


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



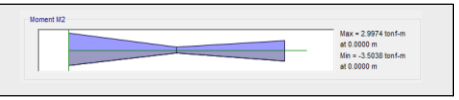


Mu(-) =	3.44 Tonf-m
Mu(+) =	3.5 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.41 cm2
2.29 cm	3.19 cm2
2.14 cm	3.18 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.35 cm2
2.25 cm	3.13 cm2
2.10 cm	3.12 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.5 Tonf-m
Mu(+) =	3 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.93 cm2
1.97 cm	2.73 cm2
1.84 cm	2.72 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.42 cm2
2.30 cm	3.20 cm2
2.15 cm	3.20 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

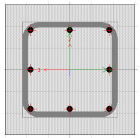
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

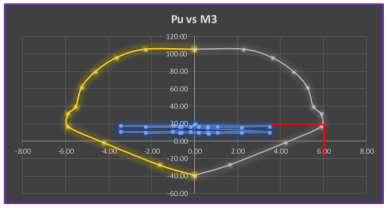
p min = 0.010
p max = 0.060

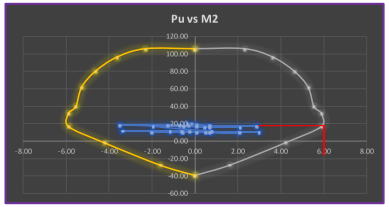
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	17.89	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	18.22	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	8.94	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

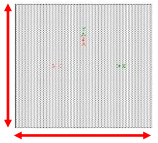
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	3.85 Tonf
R02	3.85 Tonf
R03	3.85 Tonf
R04	3.85 Tonf
R05	3.85 Tonf
R06	3.85 Tonf
R07	3.85 Tonf
R08	3.85 Tonf
R09	3.85 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

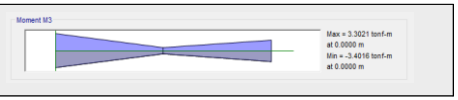
C5

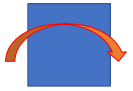


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



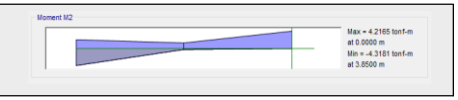


Mu(-) =	3.41 Tonf-m
Mu(+) =	3.3 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.21 cm2
2.16 cm	3.00 cm2
2.01 cm	2.99 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.32 cm2
2.23 cm	3.10 cm2
2.08 cm	3.09 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	4.32 Tonf-m
Mu(+) =	4.22 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	4.13 cm2
2.78 cm	3.90 cm2
2.62 cm	3.88 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	4.23 cm2
2.84 cm	3.99 cm2
2.68 cm	3.98 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

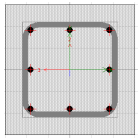
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

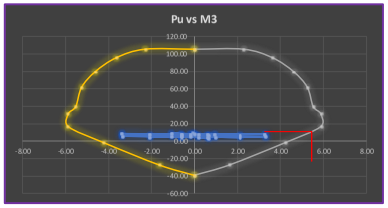
p min = 0.010
p max = 0.060

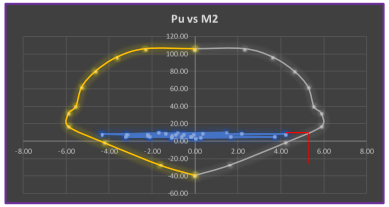
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.50	tonf.m
Mns =	5.50	tonf.m
Pu =	8.70	tonf
Mpri =	6.875	tonf.m
Mprs =	6.875	tonf.m
Vu =	3.31	tonf
Vn =	3.90	tonf
Vc =	8.53	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70	cm
250 mm	25.00	cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.20	tonf.m
Mns =	5.20	tonf.m
Pu =	7.70	tonf
Mpri =	6.5	tonf.m
Mprs =	6.5	tonf.m
Vu =	3.13	tonf
Vn =	3.69	tonf
Vc =	8.44	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70	cm
250 mm	25.00	cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

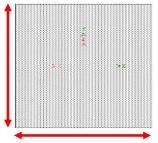
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	3.85 Tonf
R02	3.85 Tonf
R03	3.85 Tonf
R04	3.85 Tonf
R05	3.85 Tonf
R06	3.85 Tonf
R07	3.85 Tonf
R08	3.85 Tonf
R09	3.85 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

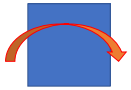
C6



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

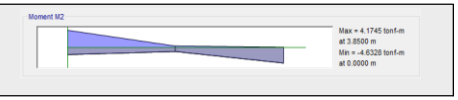


Mu(-) =	4.36 Tonf-m
Mu(+) =	4.8 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	4.67 cm2
3.14 cm	4.43 cm2
2.98 cm	4.42 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	4.24 cm2
2.85 cm	4.01 cm2
2.69 cm	4.00 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	4.63 Tonf-m
Mu(+) =	4.18 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	4.09 cm2
2.75 cm	3.86 cm2
2.59 cm	3.85 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	4.53 cm2
3.04 cm	4.29 cm2
2.89 cm	4.28 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

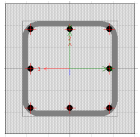
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

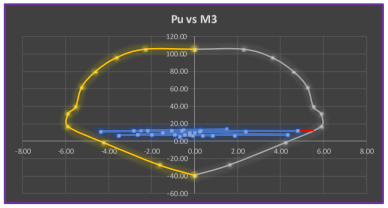
p min = 0.010
p max = 0.060

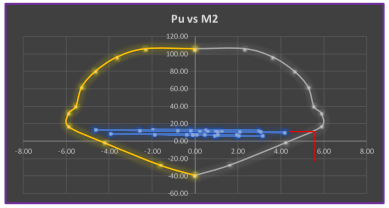
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.70	tonf.m
Mns =	5.70	tonf.m
Pu =	11.00	tonf
Mpri =	7.125	tonf.m
Mprs =	7.125	tonf.m
Vu =	3.43	tonf
Vn =	4.04	tonf
Vc =	8.64	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.70	tonf.m
Mns =	5.70	tonf.m
Pu =	13.00	tonf
Mpri =	7.125	tonf.m
Mprs =	7.125	tonf.m
Vu =	3.43	tonf
Vn =	4.04	tonf
Vc =	8.69	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

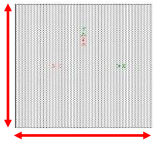
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	3.85 Tonf
R02	3.85 Tonf
R03	3.85 Tonf
R04	3.85 Tonf
R05	3.85 Tonf
R06	3.85 Tonf
R07	3.85 Tonf
R08	3.85 Tonf
R09	3.85 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

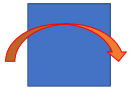
c7



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



Mu(-) =	3.27 Tonf-m
Mu(+) =	3.34 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

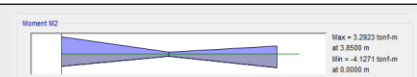
MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.25 cm2
2.19 cm	3.03 cm2
2.04 cm	3.03 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.18 cm2
2.14 cm	2.97 cm2
2.00 cm	2.96 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	4.13 Tonf-m
Mu(+) =	3.29 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.22 cm2
2.16 cm	3.00 cm2
2.02 cm	3.00 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	4.04 cm2
2.72 cm	3.81 cm2
2.56 cm	3.80 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

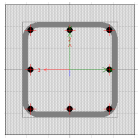
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

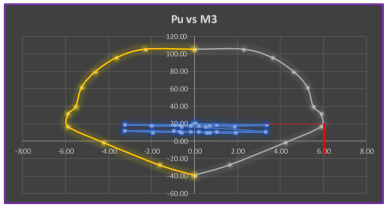
p min = 0.010
p max = 0.060

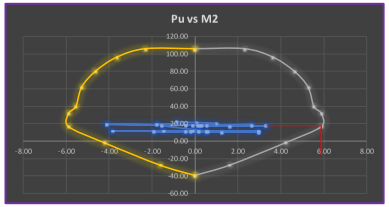
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	19.08	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	9.02	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	18.93	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

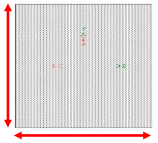
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	3.85 Tonf
R02	3.85 Tonf
R03	3.85 Tonf
R04	3.85 Tonf
R05	3.85 Tonf
R06	3.85 Tonf
R07	3.85 Tonf
R08	3.85 Tonf
R09	3.85 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

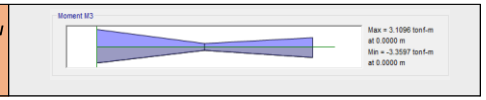
C8

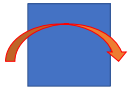


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



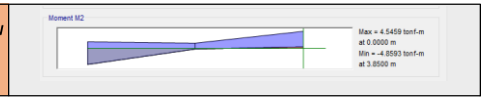


Mu(-) =	3.36 Tonf-m
Mu(+) =	3.11 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.03 cm2
2.03 cm	2.82 cm2
1.89 cm	2.81 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.27 cm2
2.20 cm	3.05 cm2
2.05 cm	3.05 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	4.86 Tonf-m
Mu(+) =	4.54 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	4.44 cm2
2.99 cm	4.21 cm2
2.83 cm	4.19 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	4.75 cm2
3.20 cm	4.52 cm2
3.04 cm	4.51 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

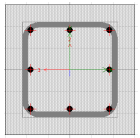
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

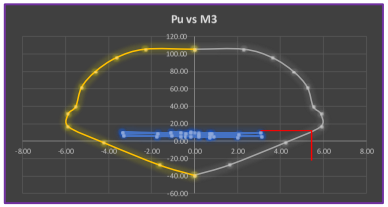
p min = 0.010
p max = 0.060

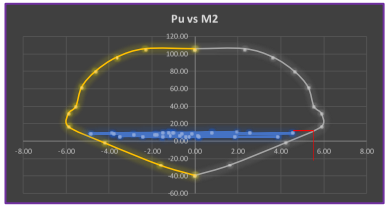
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	10.05	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	8.60	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	8.93	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	8.50	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

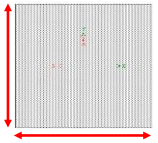
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	3.85 Tonf
R02	3.85 Tonf
R03	3.85 Tonf
R04	3.85 Tonf
R05	3.85 Tonf
R06	3.85 Tonf
R07	3.85 Tonf
R08	3.85 Tonf
R09	3.85 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

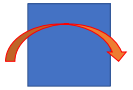
C9



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

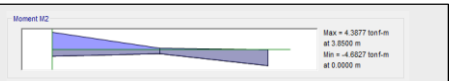


Mu(-) =	3.26 Tonf-m
Mu(+) =	3.28 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.19 cm2
2.15 cm	2.98 cm2
2.00 cm	2.97 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.17 cm2
2.13 cm	2.96 cm2
1.99 cm	2.95 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	4.68 Tonf-m
Mu(+) =	4.39 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	4.29 cm2
2.89 cm	4.06 cm2
2.73 cm	4.05 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	4.58 cm2
3.08 cm	4.34 cm2
2.92 cm	4.33 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

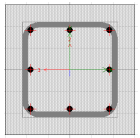
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

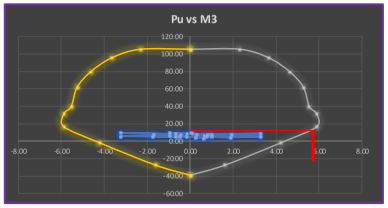
p min = 0.010
p max = 0.060

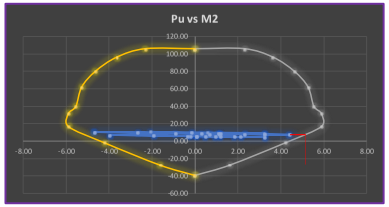
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	15.50	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	8.85	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	3.00	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	8.22	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

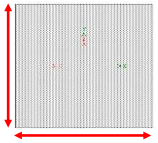
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	3.85 Tonf
R02	3.85 Tonf
R03	3.85 Tonf
R04	3.85 Tonf
R05	3.85 Tonf
R06	3.85 Tonf
R07	3.85 Tonf
R08	3.85 Tonf
R09	3.85 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

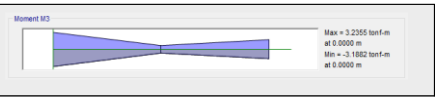
C10

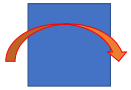


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



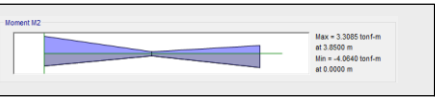


Mu(-) =	3.19 Tonf-m
Mu(+) =	3.24 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.15 cm2
2.12 cm	2.94 cm2
1.98 cm	2.93 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.10 cm2
2.09 cm	2.89 cm2
1.95 cm	2.89 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	4.06 Tonf-m
Mu(+) =	3.31 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.24 cm2
2.18 cm	3.02 cm2
2.03 cm	3.02 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.97 cm2
2.67 cm	3.74 cm2
2.51 cm	3.73 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

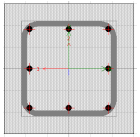
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

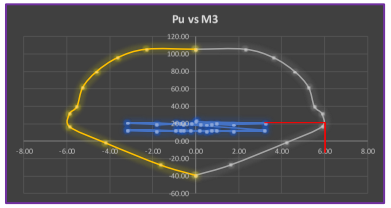
p min = 0.010
p max = 0.060

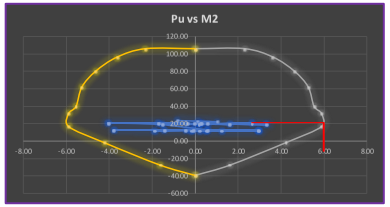
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	23.00	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	9.21	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	23.00	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	9.16	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

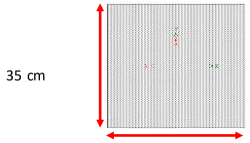
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	3.85 Tonf
R02	3.85 Tonf
R03	3.85 Tonf
R04	3.85 Tonf
R05	3.85 Tonf
R06	3.85 Tonf
R07	3.85 Tonf
R08	3.85 Tonf
R09	3.85 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

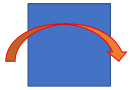
C11



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

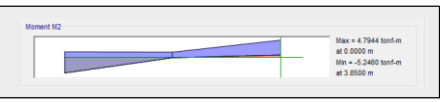


Mu(-) =	3.18 Tonf-m
Mu(+) =	3.11 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.03 cm2
2.03 cm	2.82 cm2
1.89 cm	2.81 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.09 cm2
2.08 cm	2.88 cm2
1.94 cm	2.88 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	5.25 Tonf-m
Mu(+) =	4.8 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	4.70 cm2
3.16 cm	4.46 cm2
3.00 cm	4.45 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	5.14 cm2
3.45 cm	4.90 cm2
3.30 cm	4.89 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

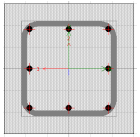
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

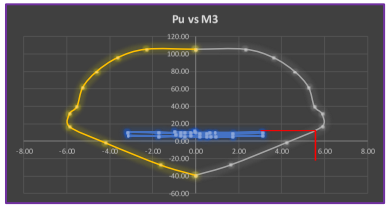
p min = 0.010
p max = 0.060

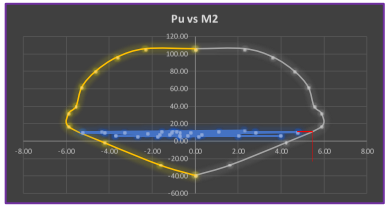
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.50	tonf.m
Mns =	5.50	tonf.m
Pu =	10.00	tonf
Mpri =	6.875	tonf.m
Mprs =	6.875	tonf.m
Vu =	3.31	tonf
Vn =	3.90	tonf
Vc =	8.59	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =		11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	9.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.50	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =		11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

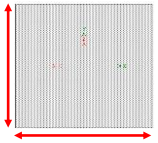
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	3.85 Tonf
R02	3.85 Tonf
R03	3.85 Tonf
R04	3.85 Tonf
R05	3.85 Tonf
R06	3.85 Tonf
R07	3.85 Tonf
R08	3.85 Tonf
R09	3.85 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

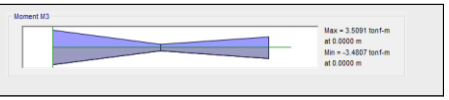
C12

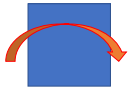


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



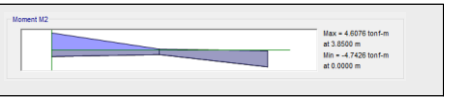


Mu(-) =	3.48 Tonf-m
Mu(+) =	3.51 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.42 cm2
2.30 cm	3.20 cm2
2.15 cm	3.19 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.39 cm2
2.28 cm	3.17 cm2
2.13 cm	3.16 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	4.74 Tonf-m
Mu(+) =	4.61 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	4.51 cm2
3.03 cm	4.27 cm2
2.87 cm	4.26 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	4.64 cm2
3.12 cm	4.40 cm2
2.96 cm	4.39 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

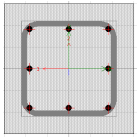
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

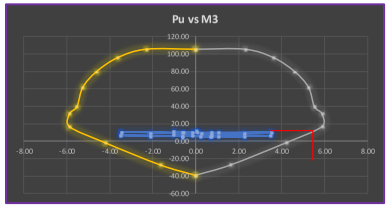
p min = 0.010
p max = 0.060

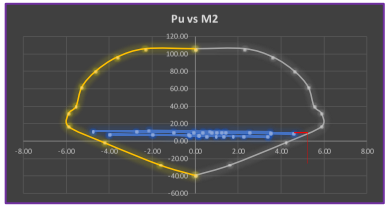
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.50	tonf.m
Mns =	5.50	tonf.m
Pu =	10.60	tonf
Mpri =	6.875	tonf.m
Mprs =	6.875	tonf.m
Vu =	3.31	tonf
Vn =	3.90	tonf
Vc =	8.62	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.50	tonf.m
Mns =	5.50	tonf.m
Pu =	11.00	tonf
Mpri =	6.875	tonf.m
Mprs =	6.875	tonf.m
Vu =	3.31	tonf
Vn =	3.90	tonf
Vc =	8.60	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

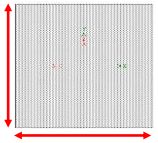
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	3.85 Tonf
R02	3.85 Tonf
R03	3.85 Tonf
R04	3.85 Tonf
R05	3.85 Tonf
R06	3.85 Tonf
R07	3.85 Tonf
R08	3.85 Tonf
R09	3.85 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

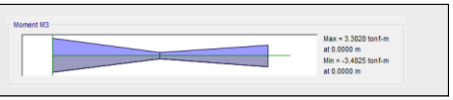
C13

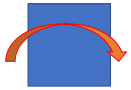


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



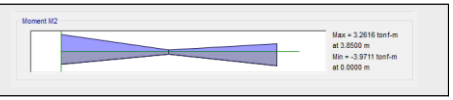


Mu(-) =	3.48 Tonf-m
Mu(+) =	3.38 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.29 cm2
2.21 cm	3.07 cm2
2.07 cm	3.07 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.39 cm2
2.28 cm	3.17 cm2
2.13 cm	3.16 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.97 Tonf-m
Mu(+) =	3.26 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.19 cm2
2.14 cm	2.98 cm2
2.00 cm	2.97 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.88 cm2
2.61 cm	3.65 cm2
2.46 cm	3.64 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

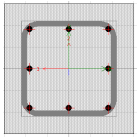
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

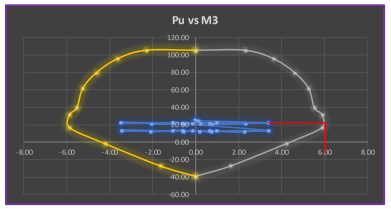
p min = 0.010
p max = 0.060

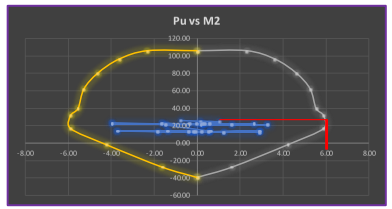
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	22.60	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	9.19	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =		11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	22.60	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	9.14	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =		11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

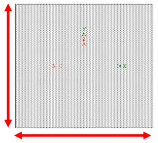
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	3.85 Tonf
R02	3.85 Tonf
R03	3.85 Tonf
R04	3.85 Tonf
R05	3.85 Tonf
R06	3.85 Tonf
R07	3.85 Tonf
R08	3.85 Tonf
R09	3.85 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

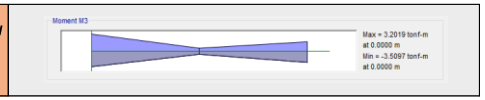
C14

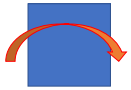


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



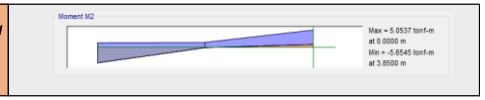


Mu(-) =	3.51 Tonf-m
Mu(+) =	3.2 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.11 cm2
2.09 cm	2.90 cm2
1.95 cm	2.90 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.42 cm2
2.30 cm	3.20 cm2
2.15 cm	3.19 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	5.65 Tonf-m
Mu(+) =	5.05 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	4.94 cm2
3.32 cm	4.71 cm2
3.16 cm	4.69 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	5.53 cm2
3.72 cm	5.30 cm2
3.56 cm	5.29 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

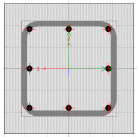
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

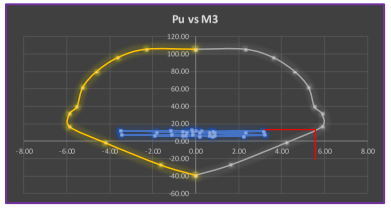
p min = 0.010
p max = 0.060

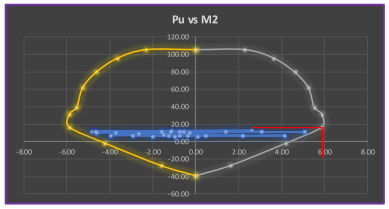
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	11.72	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.67	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	10.70	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	8.58	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

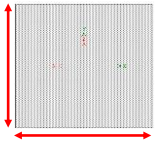
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	4.25 Tonf
R02	4.25 Tonf
R03	4.25 Tonf
R04	4.25 Tonf
R05	4.25 Tonf
R06	4.25 Tonf
R07	4.25 Tonf
R08	4.25 Tonf
R09	4.25 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

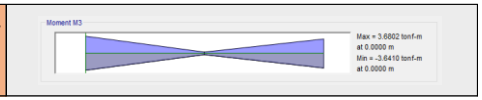
C15

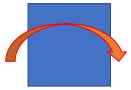


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



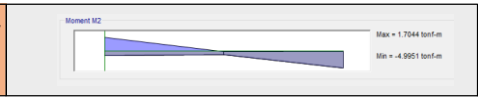


Mu(-) =	3.64 Tonf-m
Mu(+) =	3.687 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.59 cm2
2.41 cm	3.36 cm2
2.26 cm	3.35 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.54 cm2
2.38 cm	3.32 cm2
2.23 cm	3.31 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	4.99 Tonf-m
Mu(+) =	4.99 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	4.88 cm2
3.28 cm	4.65 cm2
3.12 cm	4.63 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	4.88 cm2
3.28 cm	4.65 cm2
3.12 cm	4.63 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

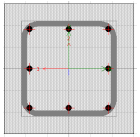
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

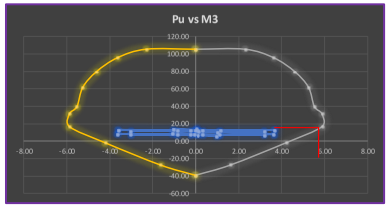
p min = 0.010
p max = 0.060

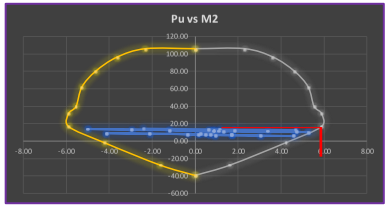
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	12.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.69	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =		11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.90	tonf.m
Mns =	5.90	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.375	tonf.m
Mprs =	7.375	tonf.m
Vu =	3.55	tonf
Vn =	4.18	tonf
Vc =	8.92	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =		11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

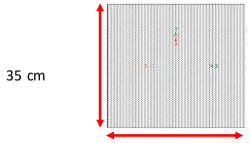
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	3.85 Tonf
R02	3.85 Tonf
R03	3.85 Tonf
R04	3.85 Tonf
R05	3.85 Tonf
R06	3.85 Tonf
R07	3.85 Tonf
R08	3.85 Tonf
R09	3.85 Tonf

0.1*f'c*Ag
33.075 Tonf
33.075 Tonf
33.075 Tonf
33.075 Tonf
33.075 Tonf
33.075 Tonf
33.075 Tonf
33.075 Tonf
33.075 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

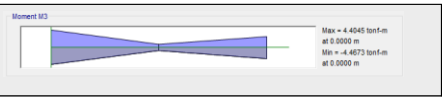
C16



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

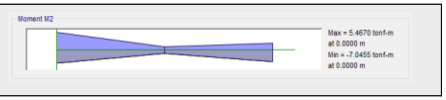


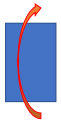
Mu(-) =	4.46 Tonf-m
Mu(+) =	4.4 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	45 cm
d =	40.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
8.04 cm	3.22 cm2
2.16 cm	2.98 cm2
2.00 cm	2.97 cm2
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	
1	
As =	13.08 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
8.04 cm	3.26 cm2
2.19 cm	3.02 cm2
2.03 cm	3.01 cm2
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y





Mu(-) =	7.05 Tonf-m
Mu(+) =	5.47 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	45 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	5.35 cm2
2.80 cm	5.05 cm2
2.64 cm	5.04 cm2
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	
1	
As =	13.08 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	6.90 cm2
3.61 cm	6.60 cm2
3.45 cm	6.59 cm2
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0

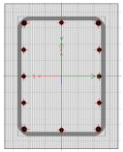
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	8
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	18.24 cm2

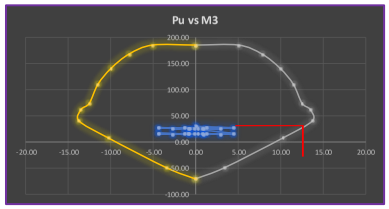
p min = 0.010
p max = 0.060

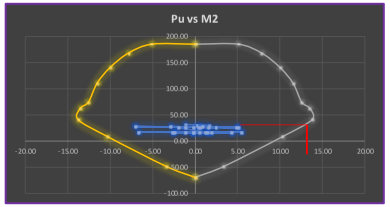
p = 0.012 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
185.32	0.00	0.00
185.32	5.06	-5.06
168.32	7.82	-7.82
140.81	9.98	-9.98
110.62	11.52	-11.52
74.65	12.53	-12.53
62.78	13.49	-13.49
41.04	13.75	-13.75
8.51	10.29	-10.29
-48.31	3.41	-3.41
-69.56	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
185.32	0.00	0.00
185.32	5.06	-5.06
168.32	7.82	-7.82
140.81	9.98	-9.98
110.62	11.52	-11.52
74.65	12.53	-12.53
62.78	13.49	-13.49
41.04	13.75	-13.75
8.51	10.29	-10.29
-48.31	3.41	-3.41
-69.56	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	45.00	cm
d =	40.21	cm
Mni =	13.00	tonf.m
Mns =	13.00	tonf.m
Pu =	27.00	tonf
Mpri =	16.25	tonf.m
Mprs =	16.25	tonf.m
Vu =	7.83	tonf
Vn =	9.21	tonf
Vc =	12.13	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 239790075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	20.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	45.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	45.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	13.00	tonf.m
Mns =	13.00	tonf.m
Pu =	27.00	tonf
Mpri =	16.25	tonf.m
Mprs =	16.25	tonf.m
Vu =	7.83	tonf
Vn =	9.21	tonf
Vc =	11.66	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	45.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

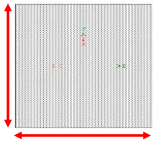
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	4.25 Tonf
R02	4.25 Tonf
R03	4.25 Tonf
R04	4.25 Tonf
R05	4.25 Tonf
R06	4.25 Tonf
R07	4.25 Tonf
R08	4.25 Tonf
R09	4.25 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

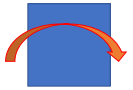
C17



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



Mu(-) =	3.66 Tonf-m
Mu(+) =	3.37 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.28 cm2
2.20 cm	3.06 cm2
2.06 cm	3.06 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.56 cm2
2.39 cm	3.34 cm2
2.24 cm	3.33 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	7.68 Tonf-m
Mu(+) =	5.53 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	5.41 cm2
3.64 cm	5.18 cm2
3.48 cm	5.17 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	7.51 cm2
5.05 cm	7.38 cm2
4.96 cm	7.37 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

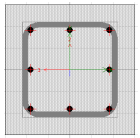
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

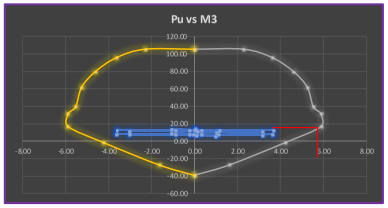
p min = 0.010
p max = 0.060

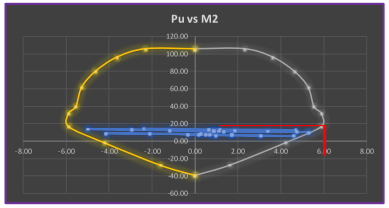
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	19.00	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	9.02	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.92	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

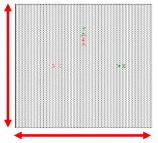
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	4.25 Tonf
R02	4.25 Tonf
R03	4.25 Tonf
R04	4.25 Tonf
R05	4.25 Tonf
R06	4.25 Tonf
R07	4.25 Tonf
R08	4.25 Tonf
R09	4.25 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

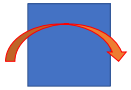
C18



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

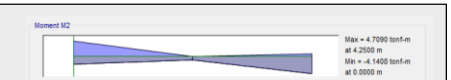


Mu(-) =	2.84 Tonf-m
Mu(+) =	3.59 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.49 cm2
2.35 cm	3.27 cm2
2.20 cm	3.26 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.76 cm2
1.86 cm	2.57 cm2
1.73 cm	2.56 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	4.14 Tonf-m
Mu(+) =	4.7 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	4.60 cm2
3.09 cm	4.36 cm2
2.93 cm	4.35 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	4.05 cm2
2.72 cm	3.82 cm2
2.57 cm	3.81 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

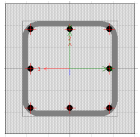
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

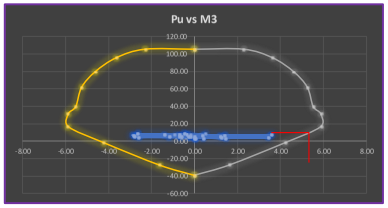
p min = 0.010
p max = 0.060

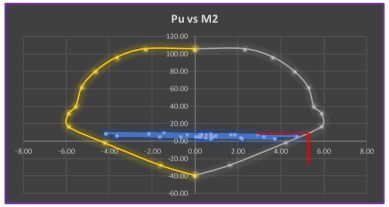
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	12.00	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	8.69	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	13.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.69	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

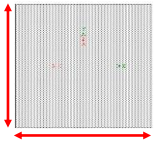
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	3.85 Tonf
R02	3.85 Tonf
R03	3.85 Tonf
R04	3.85 Tonf
R05	3.85 Tonf
R06	3.85 Tonf
R07	3.85 Tonf
R08	3.85 Tonf
R09	3.85 Tonf

0.1*f'c*Ag
33.075 Tonf
33.075 Tonf
33.075 Tonf
33.075 Tonf
33.075 Tonf
33.075 Tonf
33.075 Tonf
33.075 Tonf
33.075 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

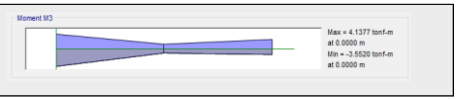
C19



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

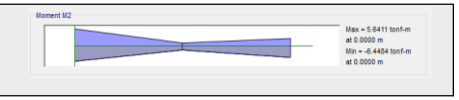


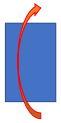
Mu(-) =	3.55 Tonf-m
Mu(+) =	4.3 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	45 cm
d =	40.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
8.04 cm	3.14 cm2
2.11 cm	2.91 cm2
1.95 cm	2.90 cm2
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	
1	
As =	13.08 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
8.04 cm	2.60 cm2
1.74 cm	2.39 cm2
1.61 cm	2.38 cm2
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y





Mu(-) =	6.44 Tonf-m
Mu(+) =	5.64 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	45 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	5.52 cm2
2.88 cm	5.22 cm2
2.73 cm	5.20 cm2
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	
1	
As =	13.08 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	6.30 cm2
3.29 cm	6.00 cm2
3.14 cm	5.98 cm2
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0

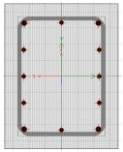
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	8
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	18.24 cm2

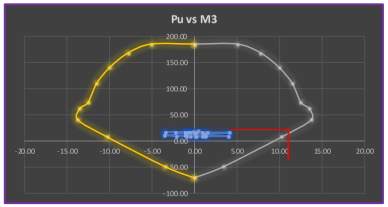
p min = 0.010
p max = 0.060

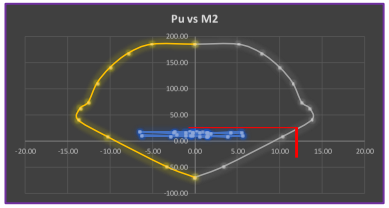
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
185.32	0.00	0.00
185.32	5.06	-5.06
168.32	7.82	-7.82
140.81	9.98	-9.98
110.62	11.52	-11.52
74.65	12.53	-12.53
62.78	13.49	-13.49
41.04	13.75	-13.75
8.51	10.29	-10.29
-48.31	3.41	-3.41
-69.56	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
185.32	0.00	0.00
185.32	5.06	-5.06
168.32	7.82	-7.82
140.81	9.98	-9.98
110.62	11.52	-11.52
74.65	12.53	-12.53
62.78	13.49	-13.49
41.04	13.75	-13.75
8.51	10.29	-10.29
-48.31	3.41	-3.41
-69.56	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	45.00	cm
d =	40.21	cm
Mni =	12.00	tonf.m
Mns =	12.00	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	15	tonf.m
Mprs =	15	tonf.m
Vu =	7.23	tonf
Vn =	8.50	tonf
Vc =	11.64	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 239790075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	20.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	45.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	45.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	13.00	tonf.m
Mns =	13.00	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	16.25	tonf.m
Mprs =	16.25	tonf.m
Vu =	7.83	tonf
Vn =	9.21	tonf
Vc =	11.19	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	45.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

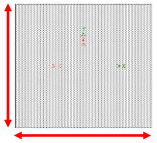
CARGA AXIAL (Pu)	
R01	4.25 Tonf
R02	4.25 Tonf
R03	4.25 Tonf
R04	4.25 Tonf
R05	4.25 Tonf
R06	4.25 Tonf
R07	4.25 Tonf
R08	4.25 Tonf
R09	4.25 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

C20

35 cm

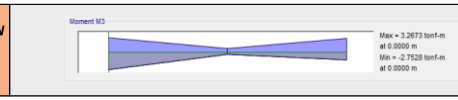


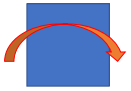
35 cm

DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



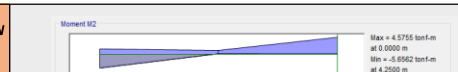


Mu(-) =	2.75 Tonf-m
Mu(+) =	3.27 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.18 cm2
2.14 cm	2.97 cm2
2.00 cm	2.96 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.68 cm2
1.80 cm	2.48 cm2
1.67 cm	2.48 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	5.66 Tonf-m
Mu(+) =	4.58 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	4.48 cm2
3.01 cm	4.25 cm2
2.85 cm	4.23 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	5.54 cm2
3.72 cm	5.31 cm2
3.57 cm	5.30 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

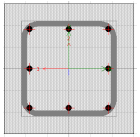
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

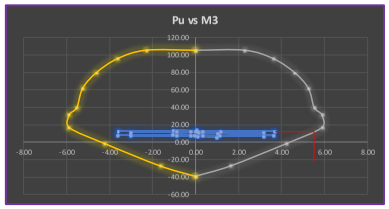
p min = 0.010
p max = 0.060

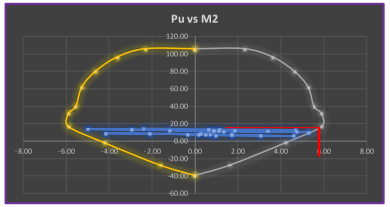
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.90	tonf.m
Mns =	5.90	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.375	tonf.m
Mprs =	7.375	tonf.m
Vu =	3.55	tonf
Vn =	4.18	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

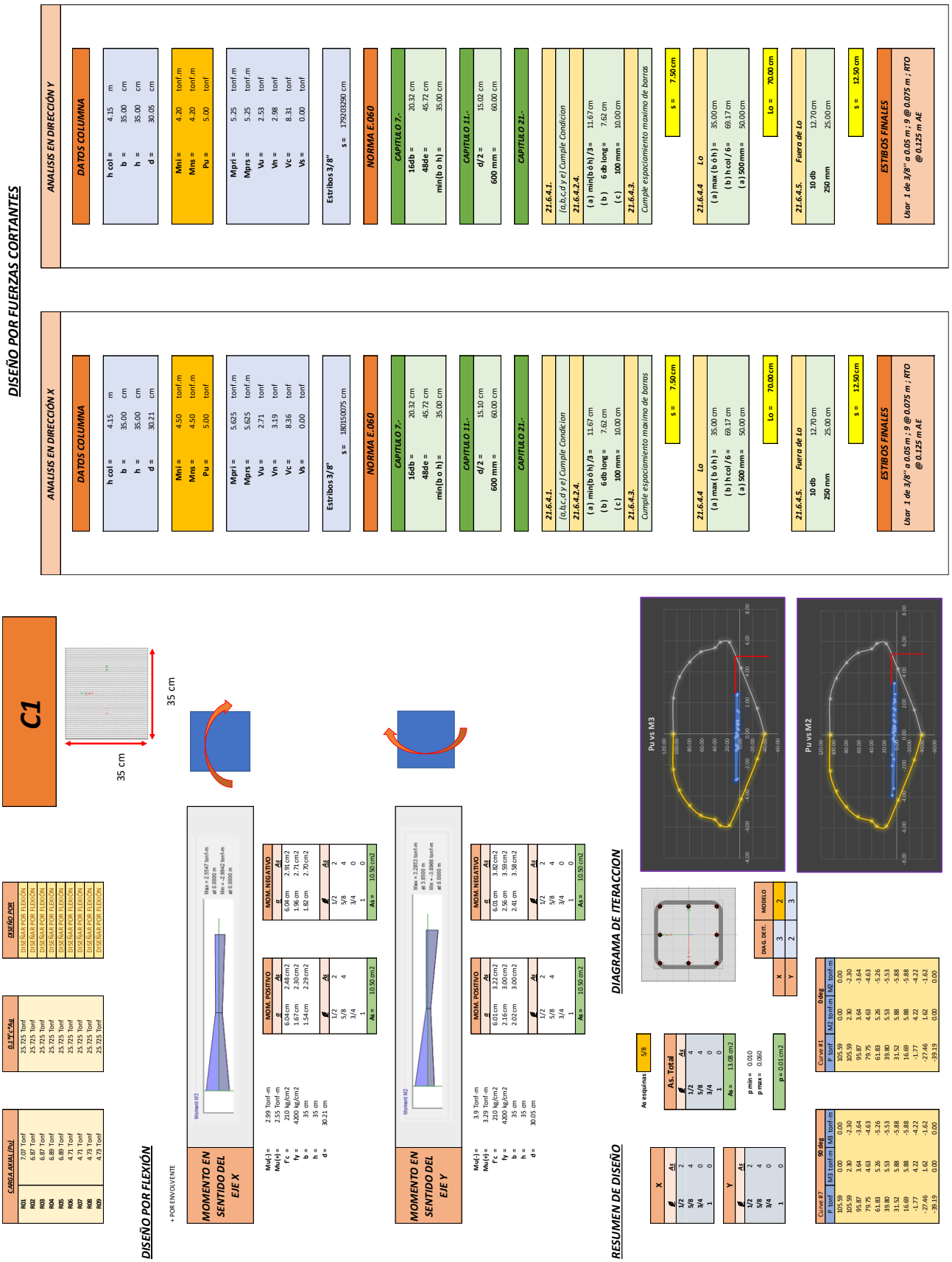
ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

Fuente: Elaboración propia.

4.4.6 Diseño de columnas bloque F

Tabla 83: Diseño de Columnas del Bloque F

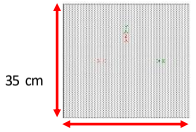


CARGA AXIAL (Pu)	
R01	14.81 Tonf
R02	13.51 Tonf
R03	13.51 Tonf
R04	13.09 Tonf
R05	13.09 Tonf
R06	8.75 Tonf
R07	8.75 Tonf
R08	8.32 Tonf
R09	8.32 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

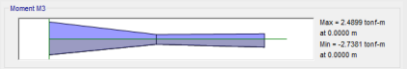
C2

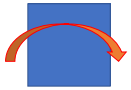


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	2.74 Tonf-m
Mu(+) =	2.5 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.43 cm2
1.64 cm	2.25 cm2
1.51 cm	2.25 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.67 cm2
1.79 cm	2.47 cm2
1.66 cm	2.47 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.62 Tonf-m
Mu(+) =	3.02 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.95 cm2
1.99 cm	2.75 cm2
1.85 cm	2.74 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.54 cm2
2.38 cm	3.32 cm2
2.23 cm	3.31 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

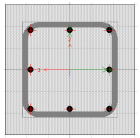
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

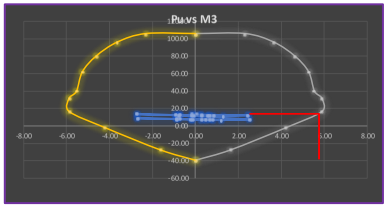
p min = 0.010
p max = 0.060

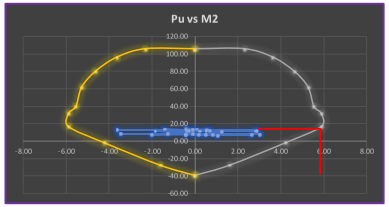
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	20.00	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	9.07	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	20.00	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	9.02	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

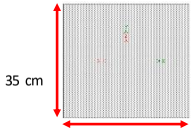
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	7.67 Tonf
R02	7.43 Tonf
R03	7.43 Tonf
R04	7.32 Tonf
R05	7.32 Tonf
R06	5.07 Tonf
R07	5.07 Tonf
R08	4.97 Tonf
R09	4.97 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

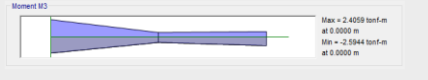
C3

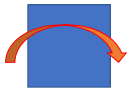


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



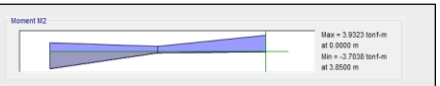


Mu(-) =	2.6 Tonf-m
Mu(+) =	2.41 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.35 cm2
1.58 cm	2.17 cm2
1.46 cm	2.16 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.53 cm2
1.70 cm	2.34 cm2
1.58 cm	2.34 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.7 Tonf-m
Mu(+) =	3.93 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.84 cm2
2.58 cm	3.62 cm2
2.43 cm	3.61 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.62 cm2
2.43 cm	3.40 cm2
2.28 cm	3.39 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

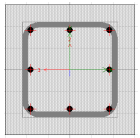
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

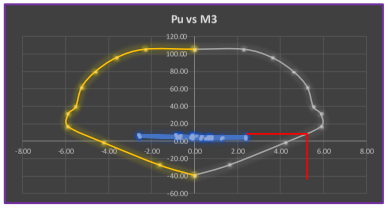
p min = 0.010
p max = 0.060

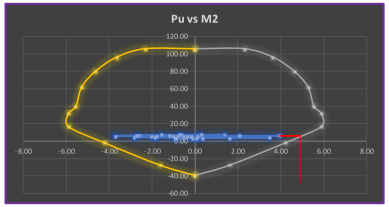
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	13.00	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	8.74	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	13.00	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	8.69	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

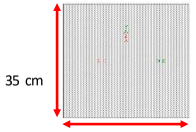
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	11.34 Tonf
R02	10.10 Tonf
R03	10.10 Tonf
R04	10.58 Tonf
R05	10.58 Tonf
R06	6.48 Tonf
R07	6.48 Tonf
R08	6.96 Tonf
R09	6.96 Tonf

0.1*f'c*Ag
29.4 Tonf
29.4 Tonf
29.4 Tonf
29.4 Tonf
29.4 Tonf
29.4 Tonf
29.4 Tonf
29.4 Tonf
29.4 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

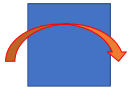
C4



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

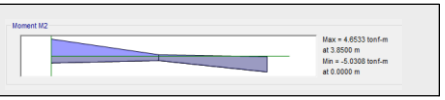


Mu(-) =	4.48 Tonf-m
Mu(+) =	4.3 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	40 cm
d =	35.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
7.04 cm	3.59 cm2
2.41 cm	3.35 cm2
2.25 cm	3.34 cm2
ø	As
1/2	3
5/8	4
3/4	
1	
As =	11.79 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
7.04 cm	3.74 cm2
2.51 cm	3.49 cm2
2.35 cm	3.48 cm2
ø	As
1/2	3
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	11.79 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	5.03 Tonf-m
Mu(+) =	4.65 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	40 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	4.55 cm2
2.68 cm	4.28 cm2
2.52 cm	4.27 cm2
ø	As
1/2	3
5/8	4
3/4	
1	
As =	11.79 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	4.92 cm2
2.89 cm	4.65 cm2
2.74 cm	4.64 cm2
ø	As
1/2	3
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	11.79 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	3
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	3
5/8	4
3/4	0
1	0

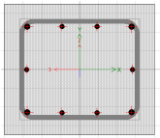
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	6
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	15.66 cm2

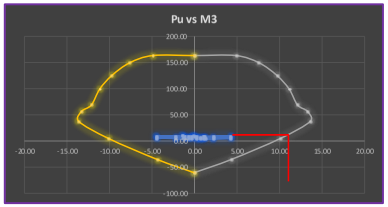
p min = 0.010
p max = 0.060

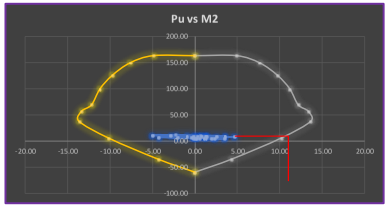
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
163.58	0.00	0.00
163.58	4.89	-4.89
149.73	7.63	-7.63
125.70	9.72	-9.72
99.71	11.17	-11.17
69.35	12.15	-12.15
57.29	13.31	-13.31
38.20	13.64	-13.64
5.60	10.14	-10.14
-34.66	4.34	-4.34
-59.77	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
163.58	0.00	0.00
163.58	4.89	-4.89
149.73	7.63	-7.63
125.70	9.72	-9.72
99.71	11.17	-11.17
69.35	12.15	-12.15
57.29	13.31	-13.31
38.20	13.64	-13.64
5.60	10.14	-10.14
-34.66	4.34	-4.34
-59.77	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	40.00	cm
d =	35.21	cm
Mni =	10.00	tonf.m
Mns =	10.00	tonf.m
Pu =	2.00	tonf
Mpri =	12.5	tonf.m
Mprs =	12.5	tonf.m
Vu =	6.02	tonf
Vn =	7.09	tonf
Vc =	9.56	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 209970075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	17.60 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm	
(b) 6 db long =	7.62 cm	
(c) 100 mm =	10.00 cm	

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	40.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	40.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	10.00	tonf.m
Mns =	10.00	tonf.m
Pu =	2.00	tonf
Mpri =	12.5	tonf.m
Mprs =	12.5	tonf.m
Vu =	6.02	tonf
Vn =	7.09	tonf
Vc =	9.33	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm	
(b) 6 db long =	7.62 cm	
(c) 100 mm =	10.00 cm	

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	40.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

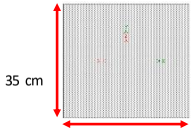
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	23.56 Tonf
R02	20.44 Tonf
R03	20.44 Tonf
R04	20.46 Tonf
R05	20.46 Tonf
R06	12.46 Tonf
R07	12.46 Tonf
R08	12.48 Tonf
R09	12.48 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

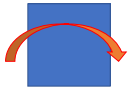
C5



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

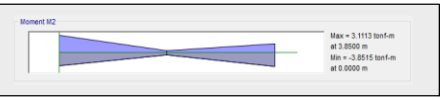


Mu(-) =	2.99 Tonf-m
Mu(+) =	2.99 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.91 cm2
1.96 cm	2.71 cm2
1.82 cm	2.70 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.91 cm2
1.96 cm	2.71 cm2
1.82 cm	2.70 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.85 Tonf-m
Mu(+) =	3.11 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.04 cm2
2.05 cm	2.83 cm2
1.91 cm	2.83 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.77 cm2
2.53 cm	3.54 cm2
2.38 cm	3.53 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

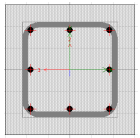
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

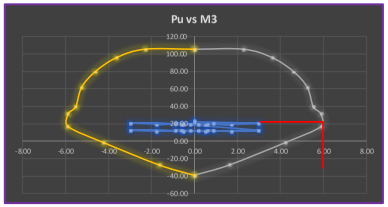
p min = 0.010
p max = 0.060

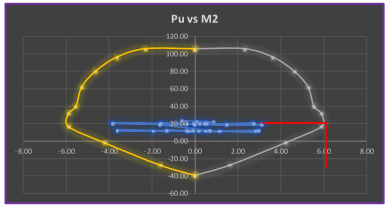
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	22.00	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	9.16	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	22.00	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	9.11	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

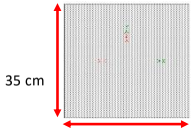
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	12.39 Tonf
R02	10.96 Tonf
R03	10.96 Tonf
R04	11.38 Tonf
R05	11.38 Tonf
R06	6.97 Tonf
R07	6.97 Tonf
R08	7.39 Tonf
R09	7.39 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

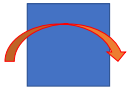
C6



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



Mu(-) =	3.88 Tonf-m
Mu(+) =	4.12 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	4.01 cm2
2.70 cm	3.78 cm2
2.54 cm	3.77 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.78 cm2
2.54 cm	3.55 cm2
2.38 cm	3.54 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	5.43 Tonf-m
Mu(+) =	5.13 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	5.02 cm2
3.37 cm	4.79 cm2
3.22 cm	4.77 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	5.31 cm2
3.57 cm	5.08 cm2
3.42 cm	5.07 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

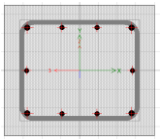
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

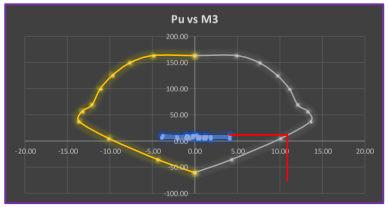
p min = 0.010
p max = 0.060

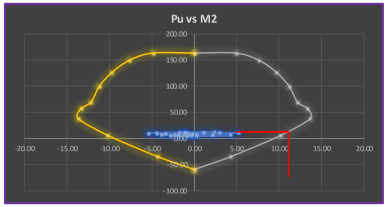
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DEIT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M8 tonf-m
163.58	0.00	0.00
163.58	4.89	-4.89
149.73	7.63	-7.63
125.70	9.72	-9.72
99.71	11.17	-11.17
69.35	12.15	-12.15
57.29	13.31	-13.31
38.20	13.64	-13.64
5.60	10.14	-10.14
-34.66	4.34	-4.34
-59.77	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
163.58	0.00	0.00
163.58	4.89	-4.89
149.73	7.63	-7.63
125.70	9.72	-9.72
99.71	11.17	-11.17
69.35	12.15	-12.15
57.29	13.31	-13.31
38.20	13.64	-13.64
5.60	10.14	-10.14
-34.66	4.34	-4.34
-59.77	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	11.00	tonf.m
Mns =	11.00	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	13.75	tonf.m
Mprs =	13.75	tonf.m
Vu =	6.63	tonf
Vn =	7.80	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm	
(b) 6 db long =	7.62 cm	
(c) 100 mm =	10.00 cm	

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	11.00	tonf.m
Mns =	11.00	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	13.75	tonf.m
Mprs =	13.75	tonf.m
Vu =	6.63	tonf
Vn =	7.80	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm	
(b) 6 db long =	7.62 cm	
(c) 100 mm =	10.00 cm	

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

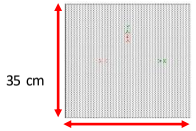
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	12.48 Tonf
R02	11.24 Tonf
R03	11.24 Tonf
R04	11.56 Tonf
R05	11.56 Tonf
R06	7.23 Tonf
R07	7.23 Tonf
R08	7.55 Tonf
R09	7.55 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

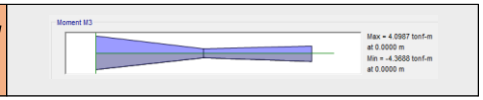
C7

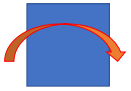


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



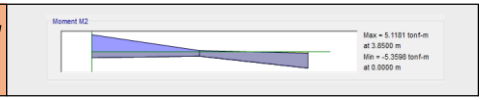


Mu(-) =	4.36 Tonf-m
Mu(+) =	4.09 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.98 cm2
2.68 cm	3.75 cm2
2.52 cm	3.74 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	4.24 cm2
2.85 cm	4.01 cm2
2.69 cm	4.00 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	5.35 Tonf-m
Mu(+) =	5.11 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	5.00 cm2
3.36 cm	4.77 cm2
3.20 cm	4.75 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	5.23 cm2
3.52 cm	5.00 cm2
3.36 cm	4.99 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

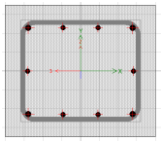
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

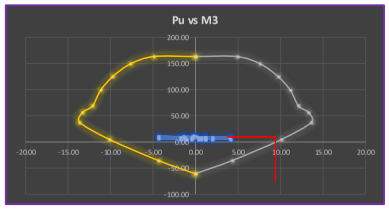
p min = 0.010
p max = 0.060

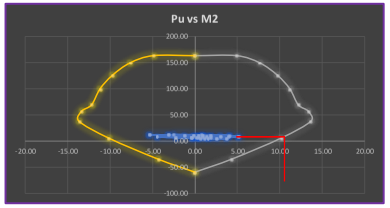
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
163.58	0.00	0.00
163.58	4.89	-4.89
149.73	7.63	-7.63
125.70	9.72	-9.72
99.71	11.17	-11.17
69.35	12.15	-12.15
57.29	13.31	-13.31
38.20	13.64	-13.64
5.60	10.14	-10.14
-34.66	4.34	-4.34
-59.77	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
163.58	0.00	0.00
163.58	4.89	-4.89
149.73	7.63	-7.63
125.70	9.72	-9.72
99.71	11.17	-11.17
69.35	12.15	-12.15
57.29	13.31	-13.31
38.20	13.64	-13.64
5.60	10.14	-10.14
-34.66	4.34	-4.34
-59.77	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	10.00	tonf.m
Mns =	10.00	tonf.m
Pu =	15.00	tonf
Mpri =	12.5	tonf.m
Mprs =	12.5	tonf.m
Vu =	6.02	tonf
Vn =	7.09	tonf
Vc =	8.83	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	9.00	tonf.m
Mns =	9.00	tonf.m
Pu =	14.00	tonf
Mpri =	11.25	tonf.m
Mprs =	11.25	tonf.m
Vu =	5.42	tonf
Vn =	6.38	tonf
Vc =	8.74	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

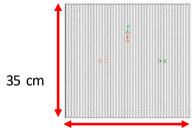
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	26.77 Tonf
R02	23.34 Tonf
R03	23.34 Tonf
R04	23.24 Tonf
R05	23.24 Tonf
R06	14.21 Tonf
R07	14.21 Tonf
R08	14.11 Tonf
R09	14.11 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

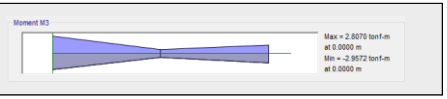
C8

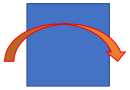


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



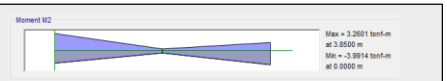


Mu(-) =	2.96 Tonf-m
Mu(+) =	2.81 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.73 cm2
1.84 cm	2.54 cm2
1.71 cm	2.53 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.88 cm2
1.94 cm	2.68 cm2
1.80 cm	2.67 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	4 Tonf-m
Mu(+) =	3.26 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.19 cm2
2.14 cm	2.98 cm2
2.00 cm	2.97 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.91 cm2
2.63 cm	3.68 cm2
2.48 cm	3.67 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

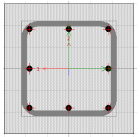
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

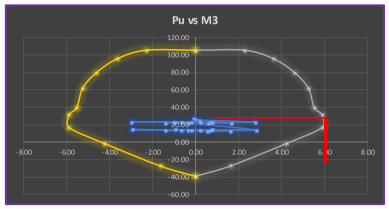
p min = 0.010
p max = 0.060

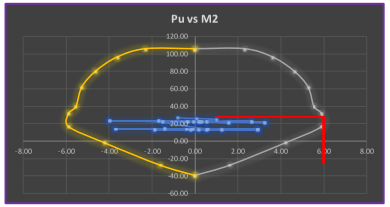
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	23.00	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	9.21	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	24.00	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	9.21	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

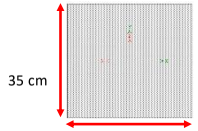
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	13.96 Tonf
R02	12.44 Tonf
R03	12.44 Tonf
R04	12.74 Tonf
R05	12.74 Tonf
R06	7.91 Tonf
R07	7.91 Tonf
R08	8.21 Tonf
R09	8.21 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

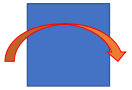
C9



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



Mu(-) =	3.89 Tonf-m
Mu(+) =	3.82 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.72 cm2
2.50 cm	3.49 cm2
2.35 cm	3.48 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.79 cm2
2.54 cm	3.56 cm2
2.39 cm	3.55 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	5.97 Tonf-m
Mu(+) =	5.41 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	5.29 cm2
3.56 cm	5.06 cm2
3.40 cm	5.05 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	5.84 cm2
3.93 cm	5.62 cm2
3.78 cm	5.61 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

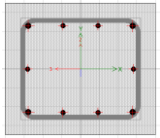
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

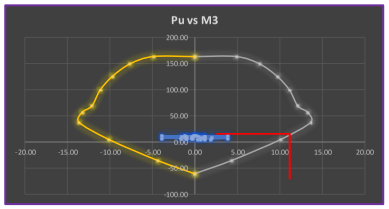
p min = 0.010
p max = 0.060

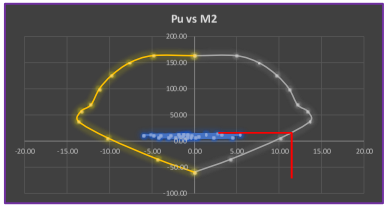
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DEIT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
163.58	0.00	0.00
163.58	4.89	-4.89
149.73	7.63	-7.63
125.70	9.72	-9.72
99.71	11.17	-11.17
69.35	12.15	-12.15
57.29	13.31	-13.31
38.20	13.64	-13.64
5.60	10.14	-10.14
-34.66	4.34	-4.34
-59.77	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
163.58	0.00	0.00
163.58	4.89	-4.89
149.73	7.63	-7.63
125.70	9.72	-9.72
99.71	11.17	-11.17
69.35	12.15	-12.15
57.29	13.31	-13.31
38.20	13.64	-13.64
5.60	10.14	-10.14
-34.66	4.34	-4.34
-59.77	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	12.00	tonf.m
Mns =	12.00	tonf.m
Pu =	12.00	tonf
Mpri =	15	tonf.m
Mprs =	15	tonf.m
Vu =	7.23	tonf
Vn =	8.50	tonf
Vc =	8.69	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm	
(b) 6 db long =	7.62 cm	
(c) 100 mm =	10.00 cm	

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm	
(b) h col / 6 =	69.17 cm	
(a) 500 mm =	50.00 cm	

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	11.50	tonf.m
Mns =	11.50	tonf.m
Pu =	13.00	tonf
Mpri =	14.375	tonf.m
Mprs =	14.375	tonf.m
Vu =	6.93	tonf
Vn =	8.15	tonf
Vc =	8.69	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm	
(b) 6 db long =	7.62 cm	
(c) 100 mm =	10.00 cm	

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm	
(b) h col / 6 =	69.17 cm	
(a) 500 mm =	50.00 cm	

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

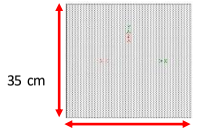
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	15.80 Tonf
R02	14.13 Tonf
R03	14.13 Tonf
R04	14.57 Tonf
R05	14.57 Tonf
R06	9.06 Tonf
R07	9.06 Tonf
R08	9.51 Tonf
R09	9.51 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

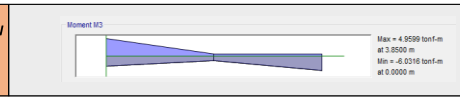
C10

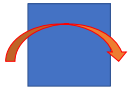


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



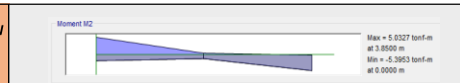


Mu(-) =	6.03 Tonf-m
Mu(+) =	4.96 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	4.83 cm2
3.24 cm	4.59 cm2
3.09 cm	4.58 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	5.87 cm2
3.94 cm	5.65 cm2
3.80 cm	5.64 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	5.4 Tonf-m
Mu(+) =	5.03 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	4.92 cm2
3.31 cm	4.69 cm2
3.15 cm	4.67 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	5.28 cm2
3.55 cm	5.05 cm2
3.40 cm	5.04 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

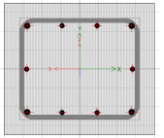
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

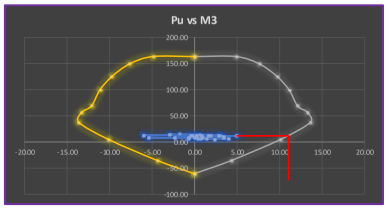
p min = 0.010
p max = 0.060

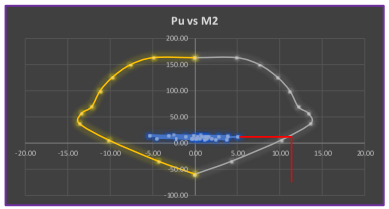
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
163.58	0.00	0.00
163.58	4.89	-4.89
149.73	7.63	-7.63
125.70	9.72	-9.72
99.71	11.17	-11.17
69.35	12.15	-12.15
57.29	13.31	-13.31
38.20	13.64	-13.64
5.60	10.14	-10.14
-34.66	4.34	-4.34
-59.77	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
163.58	0.00	0.00
163.58	4.89	-4.89
149.73	7.63	-7.63
125.70	9.72	-9.72
99.71	11.17	-11.17
69.35	12.15	-12.15
57.29	13.31	-13.31
38.20	13.64	-13.64
5.60	10.14	-10.14
-34.66	4.34	-4.34
-59.77	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	11.00	tonf.m
Mns =	11.00	tonf.m
Pu =	16.00	tonf
Mpri =	13.75	tonf.m
Mprs =	13.75	tonf.m
Vu =	6.63	tonf
Vn =	7.80	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm	
(b) 6 db long =	7.62 cm	
(c) 100 mm =	10.00 cm	

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	10.00	tonf.m
Mns =	10.00	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	12.5	tonf.m
Mprs =	12.5	tonf.m
Vu =	6.02	tonf
Vn =	7.09	tonf
Vc =	8.92	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm	
(b) 6 db long =	7.62 cm	
(c) 100 mm =	10.00 cm	

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

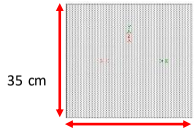
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	25.13 Tonf
R02	22.05 Tonf
R03	22.05 Tonf
R04	21.84 Tonf
R05	21.84 Tonf
R06	13.51 Tonf
R07	13.51 Tonf
R08	13.29 Tonf
R09	13.29 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

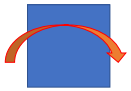
C11



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

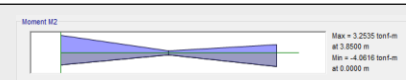


Mu(-) =	2.88 Tonf-m
Mu(+) =	2.94 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.86 cm2
1.92 cm	2.66 cm2
1.79 cm	2.65 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.80 cm2
1.88 cm	2.60 cm2
1.75 cm	2.60 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	4.06 Tonf-m
Mu(+) =	3.25 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.18 cm2
2.14 cm	2.97 cm2
1.99 cm	2.96 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.97 cm2
2.67 cm	3.74 cm2
2.51 cm	3.73 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

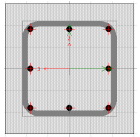
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

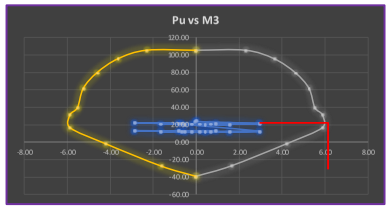
p min = 0.010
p max = 0.060

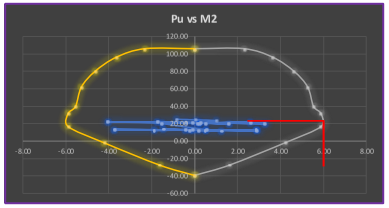
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	23.00	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	9.21	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.
(a) min(b ó h) /3 = 11.67 cm
(b) 6 db long = 7.62 cm
(c) 100 mm = 10.00 cm
21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo
(a) max (b ó h) = 35.00 cm
(b) h col / 6 = 69.17 cm
(a) 500 mm = 50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo
10 db 12.70 cm
250 mm 25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	23.00	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	9.16	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.
(a) min(b ó h) /3 = 11.67 cm
(b) 6 db long = 7.62 cm
(c) 100 mm = 10.00 cm
21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo
(a) max (b ó h) = 35.00 cm
(b) h col / 6 = 69.17 cm
(a) 500 mm = 50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo
10 db 12.70 cm
250 mm 25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

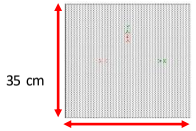
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	13.13 Tonf
R02	11.81 Tonf
R03	11.81 Tonf
R04	12.04 Tonf
R05	12.04 Tonf
R06	7.57 Tonf
R07	7.57 Tonf
R08	7.80 Tonf
R09	7.80 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

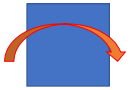
C12



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

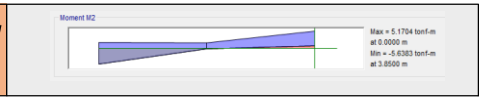


Mu(-) =	3.68 Tonf-m
Mu(+) =	4.17 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	4.06 cm2
2.73 cm	3.82 cm2
2.57 cm	3.81 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.58 cm2
2.41 cm	3.36 cm2
2.26 cm	3.35 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	5.64 Tonf-m
Mu(+) =	5.17 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	5.06 cm2
3.40 cm	4.82 cm2
3.24 cm	4.81 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	5.52 cm2
3.71 cm	5.29 cm2
3.56 cm	5.28 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

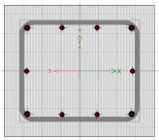
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

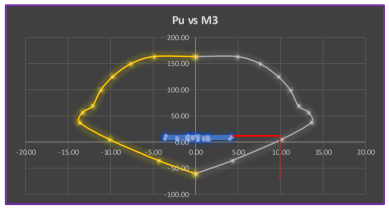
p min = 0.010
p max = 0.060

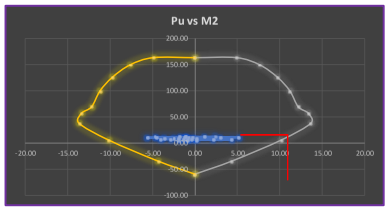
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
163.58	0.00	0.00
163.58	4.89	-4.89
149.73	7.63	-7.63
125.70	9.72	-9.72
99.71	11.17	-11.17
69.35	12.15	-12.15
57.29	13.31	-13.31
38.20	13.64	-13.64
5.60	10.14	-10.14
-34.66	4.34	-4.34
-59.77	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
163.58	0.00	0.00
163.58	4.89	-4.89
149.73	7.63	-7.63
125.70	9.72	-9.72
99.71	11.17	-11.17
69.35	12.15	-12.15
57.29	13.31	-13.31
38.20	13.64	-13.64
5.60	10.14	-10.14
-34.66	4.34	-4.34
-59.77	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	10.00	tonf.m
Mns =	10.00	tonf.m
Pu =	12.00	tonf
Mpri =	12.5	tonf.m
Mprs =	12.5	tonf.m
Vu =	6.02	tonf
Vn =	7.09	tonf
Vc =	8.69	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	10.00	tonf.m
Mns =	10.00	tonf.m
Pu =	13.00	tonf
Mpri =	12.5	tonf.m
Mprs =	12.5	tonf.m
Vu =	6.02	tonf
Vn =	7.09	tonf
Vc =	8.69	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

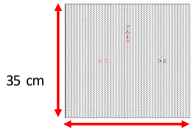
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	21.11 Tonf
R02	18.57 Tonf
R03	18.57 Tonf
R04	18.67 Tonf
R05	18.67 Tonf
R06	11.49 Tonf
R07	11.49 Tonf
R08	11.59 Tonf
R09	11.59 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

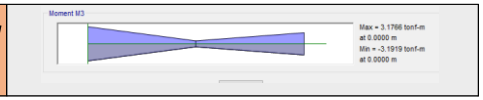
C13

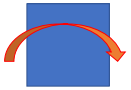


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



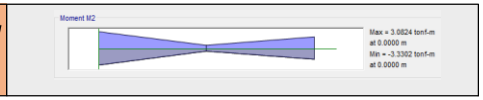


Mu(-) =	3.19 Tonf-m
Mu(+) =	3.18 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.09 cm2
2.08 cm	2.88 cm2
1.94 cm	2.88 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	3.10 cm2
2.09 cm	2.89 cm2
1.95 cm	2.89 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.33 Tonf-m
Mu(+) =	3.08 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.01 cm2
2.03 cm	2.81 cm2
1.89 cm	2.80 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.26 cm2
2.19 cm	3.04 cm2
2.05 cm	3.04 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

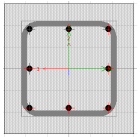
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

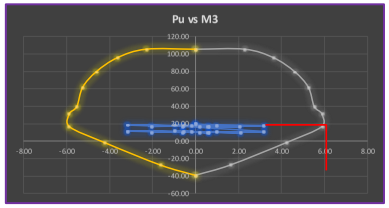
p min = 0.010
p max = 0.060

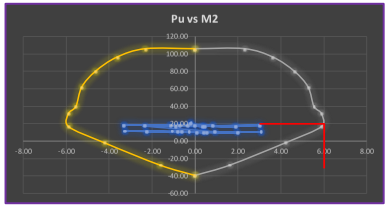
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	22.00	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	9.16	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	23.00	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	9.16	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

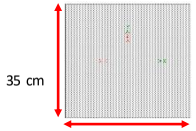
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	9.76 Tonf
R02	8.73 Tonf
R03	8.73 Tonf
R04	9.15 Tonf
R05	9.15 Tonf
R06	5.62 Tonf
R07	5.62 Tonf
R08	6.04 Tonf
R09	6.04 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

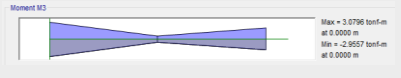
C14

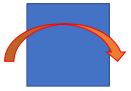


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	2.96 Tonf-m
Mu(+) =	3.08 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

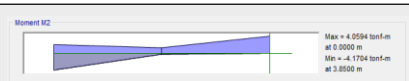
MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	3.00 cm2
2.01 cm	2.79 cm2
1.88 cm	2.78 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.88 cm2
1.94 cm	2.68 cm2
1.80 cm	2.67 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	4.17 Tonf-m
Mu(+) =	4.06 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.97 cm2
2.67 cm	3.74 cm2
2.51 cm	3.73 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	4.08 cm2
2.74 cm	3.85 cm2
2.59 cm	3.84 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

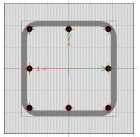
Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

As esquinas	5/8

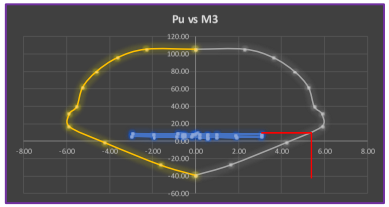
As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

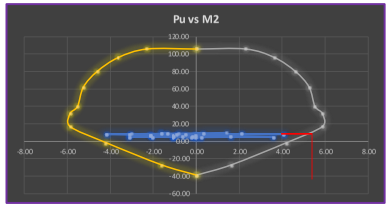
p min =	0.010
p max =	0.060
p =	0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	12.00	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	8.69	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	12.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.64	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

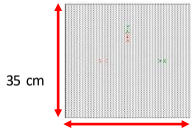
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	9.61 Tonf
R02	9.03 Tonf
R03	9.03 Tonf
R04	9.21 Tonf
R05	9.21 Tonf
R06	6.07 Tonf
R07	6.07 Tonf
R08	6.25 Tonf
R09	6.25 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

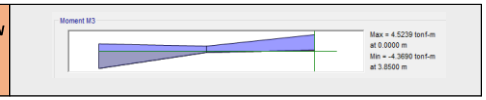
C15

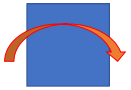


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



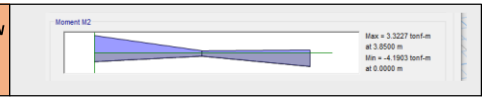


Mu(-) =	4.36 Tonf-m
Mu(+) =	4.52 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	4.40 cm2
2.96 cm	4.16 cm2
2.80 cm	4.15 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	4.24 cm2
2.85 cm	4.01 cm2
2.69 cm	4.00 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	4.19 Tonf-m
Mu(+) =	3.33 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.26 cm2
2.19 cm	3.04 cm2
2.05 cm	3.04 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	4.10 cm2
2.76 cm	3.87 cm2
2.60 cm	3.86 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

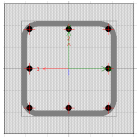
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

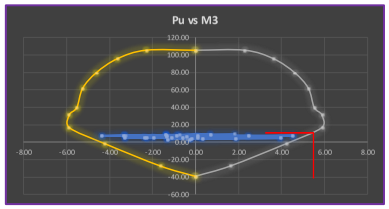
p min = 0.010
p max = 0.060

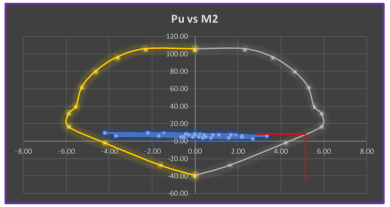
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	12.00	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	8.69	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	14.00	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	8.74	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

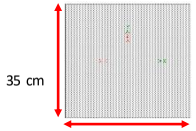
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	12.31 Tonf
R02	11.65 Tonf
R03	11.65 Tonf
R04	11.02 Tonf
R05	11.02 Tonf
R06	7.77 Tonf
R07	7.77 Tonf
R08	7.14 Tonf
R09	7.14 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

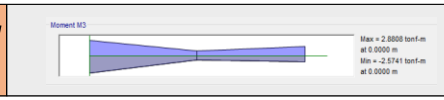
C16

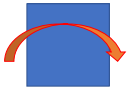


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



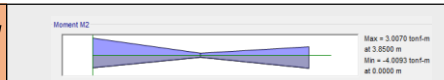


Mu(-) =	2.57 Tonf-m
Mu(+) =	2.88 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.80 cm2
1.88 cm	2.60 cm2
1.75 cm	2.60 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.50 cm2
1.68 cm	2.32 cm2
1.56 cm	2.31 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	4 Tonf-m
Mu(+) =	3 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	2.93 cm2
1.97 cm	2.73 cm2
1.84 cm	2.72 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.91 cm2
2.63 cm	3.68 cm2
2.48 cm	3.67 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

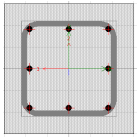
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

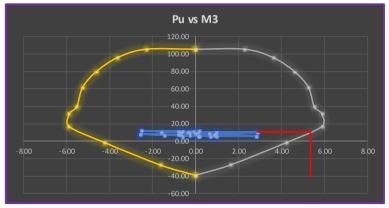
p min = 0.010
p max = 0.060

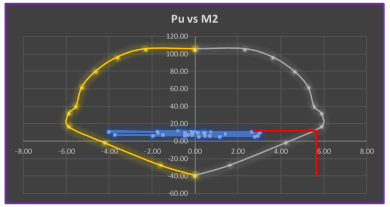
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.90	tonf.m
Mns =	5.90	tonf.m
Pu =	12.00	tonf
Mpri =	7.375	tonf.m
Mprs =	7.375	tonf.m
Vu =	3.55	tonf
Vn =	4.18	tonf
Vc =	8.69	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm	
(b) 6 db long =	7.62 cm	
(c) 100 mm =	10.00 cm	

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	4.20	tonf.m
Mns =	4.20	tonf.m
Pu =	14.00	tonf
Mpri =	5.25	tonf.m
Mprs =	5.25	tonf.m
Vu =	2.53	tonf
Vn =	2.98	tonf
Vc =	8.74	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm	
(b) 6 db long =	7.62 cm	
(c) 100 mm =	10.00 cm	

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

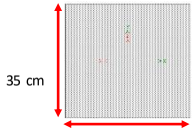
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	6.46 Tonf
R02	6.63 Tonf
R03	6.63 Tonf
R04	6.32 Tonf
R05	6.32 Tonf
R06	4.69 Tonf
R07	4.69 Tonf
R08	4.38 Tonf
R09	4.38 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

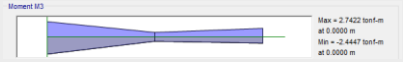
C17

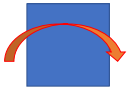


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	2.44 Tonf-m
Mu(+) =	2.74 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.67 cm2
1.79 cm	2.47 cm2
1.66 cm	2.47 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.37 cm2
1.60 cm	2.19 cm2
1.48 cm	2.19 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.17 Tonf-m
Mu(+) =	3.46 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.38 cm2
2.28 cm	3.17 cm2
2.13 cm	3.16 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.10 cm2
2.08 cm	2.89 cm2
1.94 cm	2.88 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

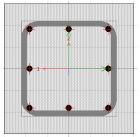
As esquinas	5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

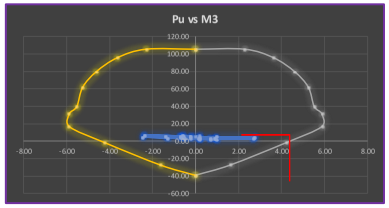
p min =	0.010
p max =	0.060

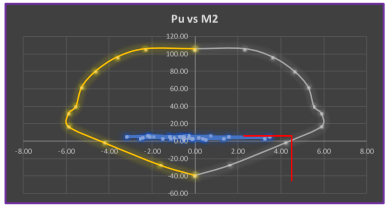
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	12.00	tonf.m
Mns =	12.00	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	15	tonf.m
Mprs =	15	tonf.m
Vu =	7.23	tonf
Vn =	8.50	tonf
Vc =	8.92	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	13.00	tonf.m
Mns =	13.00	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	16.25	tonf.m
Mprs =	16.25	tonf.m
Vu =	7.83	tonf
Vn =	9.21	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.34	tonf

Estribos 3/8"
s = 534222.929 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

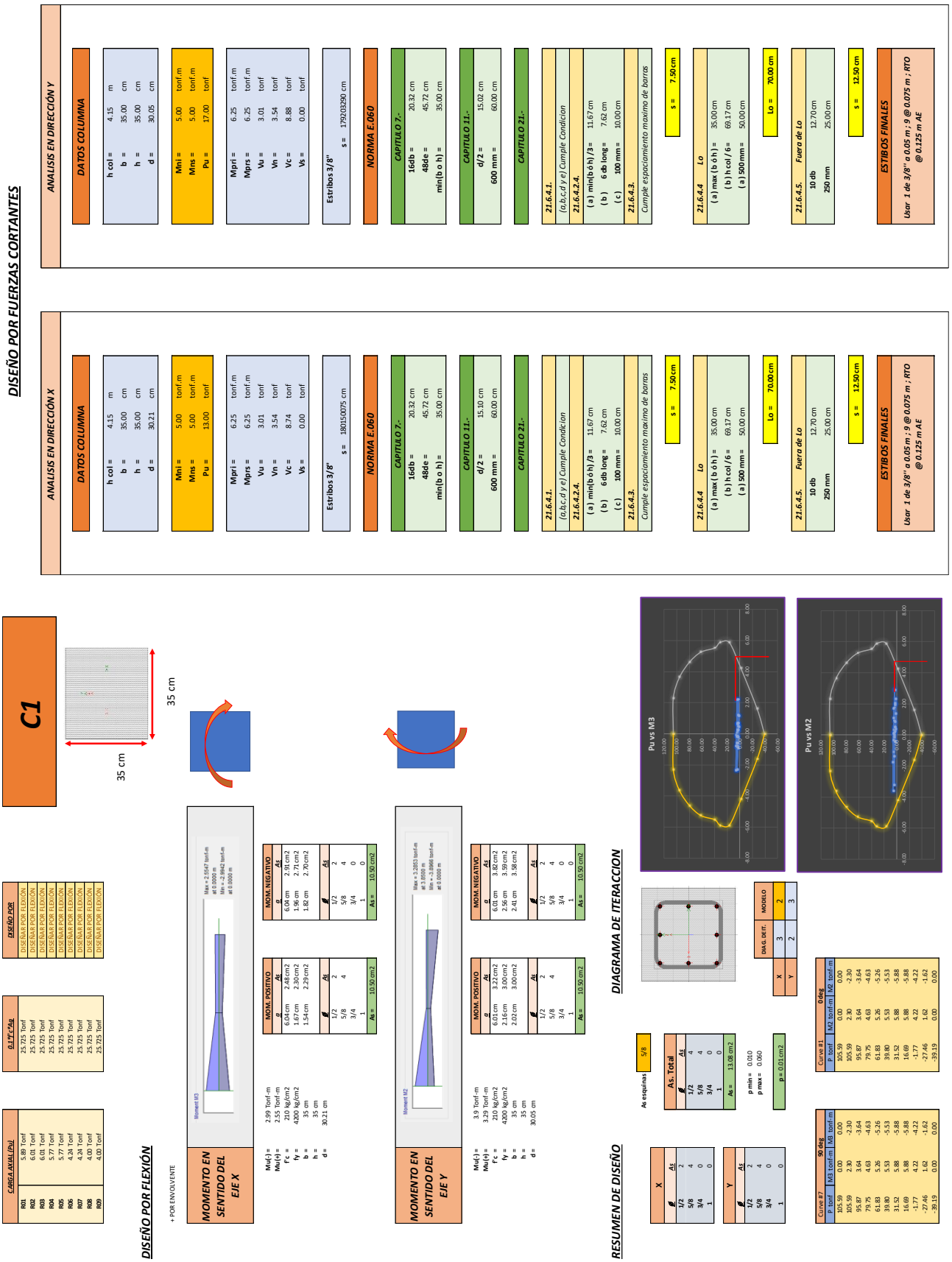
ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

Fuente: Elaboración propia.

4.4.7 Diseño de columnas bloque G

Tabla 84: Diseño de Columnas del Bloque G

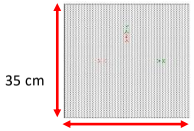


CARGA AXIAL (Pu)	
R01	11.90 Tonf
R02	11.19 Tonf
R03	11.19 Tonf
R04	10.63 Tonf
R05	10.63 Tonf
R06	7.42 Tonf
R07	7.42 Tonf
R08	6.85 Tonf
R09	6.85 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

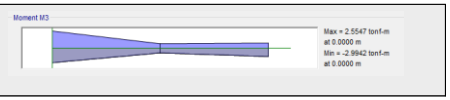
C2

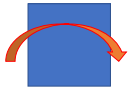


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	2.99 Tonf-m
Mu(+) =	2.55 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.48 cm2
1.67 cm	2.30 cm2
1.54 cm	2.29 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.91 cm2
1.96 cm	2.71 cm2
1.82 cm	2.70 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.29 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.22 cm2
2.16 cm	3.00 cm2
2.02 cm	3.00 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.82 cm2
2.56 cm	3.59 cm2
2.41 cm	3.58 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

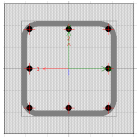
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

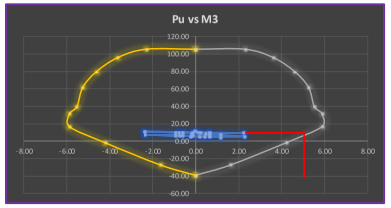
p min = 0.010
p max = 0.060

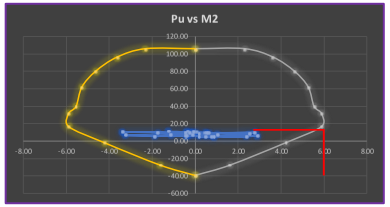
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	8.92	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a)	min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a)	max (b ó h) =	35.00 cm
(b)	h col / 6 =	69.17 cm
(a)	500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

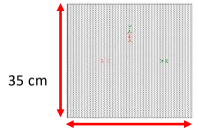
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	6.39 Tonf
R02	6.44 Tonf
R03	6.44 Tonf
R04	6.13 Tonf
R05	6.13 Tonf
R06	4.51 Tonf
R07	4.51 Tonf
R08	4.19 Tonf
R09	4.19 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

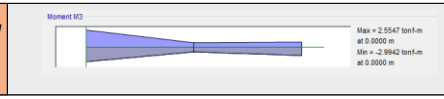
C3

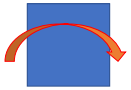


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X



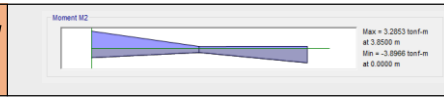


Mu(-) =	2.99 Tonf-m
Mu(+) =	2.55 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.48 cm2
1.67 cm	2.30 cm2
1.54 cm	2.29 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.91 cm2
1.96 cm	2.71 cm2
1.82 cm	2.70 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.29 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.22 cm2
2.16 cm	3.00 cm2
2.02 cm	3.00 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.82 cm2
2.56 cm	3.59 cm2
2.41 cm	3.58 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

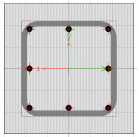
As esquinas: 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As=	13.08 cm2

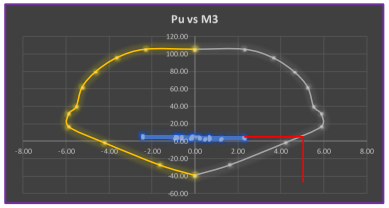
p min = 0.010
p max = 0.060

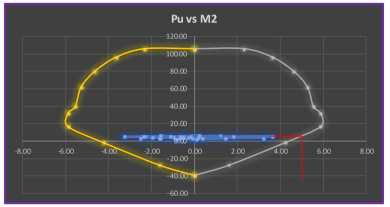
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	13.00	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	8.74	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm	
(b) 6 db long =	7.62 cm	
(c) 100 mm =	10.00 cm	

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	14.00	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	8.74	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm	
(b) 6 db long =	7.62 cm	
(c) 100 mm =	10.00 cm	

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

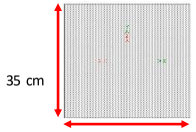
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	9.92 Tonf
R02	9.07 Tonf
R03	9.07 Tonf
R04	9.26 Tonf
R05	9.26 Tonf
R06	5.90 Tonf
R07	5.90 Tonf
R08	6.10 Tonf
R09	6.10 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

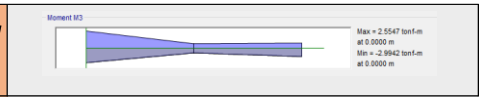
C4



DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X

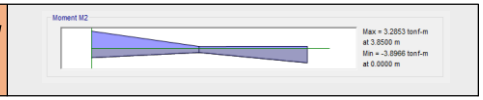


Mu(-) =	2.99 Tonf-m
Mu(+) =	2.55 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.48 cm2
1.67 cm	2.30 cm2
1.54 cm	2.29 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.91 cm2
1.96 cm	2.71 cm2
1.82 cm	2.70 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y



Mu(-) =	3.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.29 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.22 cm2
2.16 cm	3.00 cm2
2.02 cm	3.00 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.82 cm2
2.56 cm	3.59 cm2
2.41 cm	3.58 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

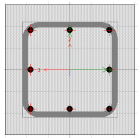
As esquinas 5/8

As. Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

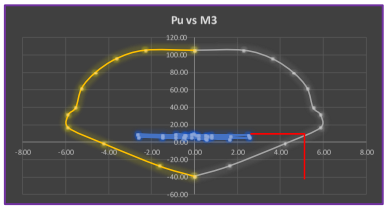
p min = 0.010
p max = 0.060

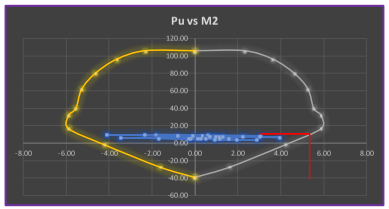
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.30	tonf.m
Mns =	5.30	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	6.625	tonf.m
Mprs =	6.625	tonf.m
Vu =	3.19	tonf
Vn =	3.76	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =		11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.60	tonf.m
Mns =	5.60	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7	tonf.m
Mprs =	7	tonf.m
Vu =	3.37	tonf
Vn =	3.97	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =		11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

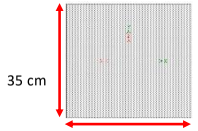
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	20.70 Tonf
R02	18.30 Tonf
R03	18.30 Tonf
R04	18.04 Tonf
R05	18.04 Tonf
R06	11.31 Tonf
R07	11.31 Tonf
R08	11.04 Tonf
R09	11.04 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

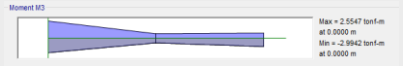
C5

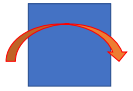


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	2.99 Tonf-m
Mu(+) =	2.55 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.48 cm2
1.67 cm	2.30 cm2
1.54 cm	2.29 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.91 cm2
1.96 cm	2.71 cm2
1.82 cm	2.70 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.29 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.22 cm2
2.16 cm	3.00 cm2
2.02 cm	3.00 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.82 cm2
2.56 cm	3.59 cm2
2.41 cm	3.58 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

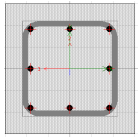
As esquinas: 5/8

As . Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

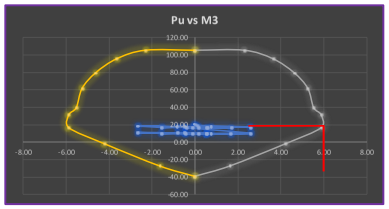
p min = 0.010
p max = 0.060

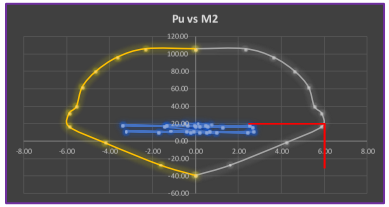
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	21.00	tonf
Mpri =	7.50	tonf.m
Mprs =	7.50	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	9.11	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm	
(b) 6 db long =	7.62 cm	
(c) 100 mm =	10.00 cm	

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	22.00	tonf
Mpri =	7.50	tonf.m
Mprs =	7.50	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	9.11	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm	
(b) 6 db long =	7.62 cm	
(c) 100 mm =	10.00 cm	

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

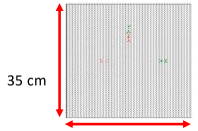
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	10.88 Tonf
R02	9.92 Tonf
R03	9.92 Tonf
R04	10.01 Tonf
R05	10.01 Tonf
R06	6.42 Tonf
R07	6.42 Tonf
R08	6.51 Tonf
R09	6.51 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

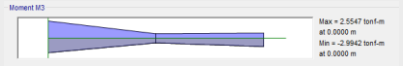
C6

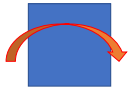


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	2.99 Tonf-m
Mu(+) =	2.55 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.48 cm2
1.67 cm	2.30 cm2
1.54 cm	2.29 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.91 cm2
1.96 cm	2.71 cm2
1.82 cm	2.70 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.29 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.22 cm2
2.16 cm	3.00 cm2
2.02 cm	3.00 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.82 cm2
2.56 cm	3.59 cm2
2.41 cm	3.58 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

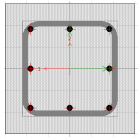
As esquinas: 5/8

As . Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

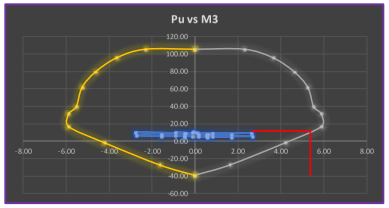
p min = 0.010
p max = 0.060

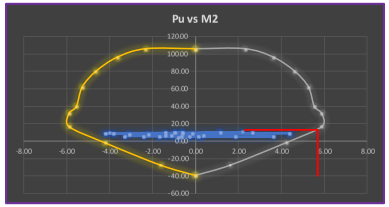
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.50	tonf.m
Mns =	5.50	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	6.875	tonf.m
Mprs =	6.875	tonf.m
Vu =	3.31	tonf
Vn =	3.90	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

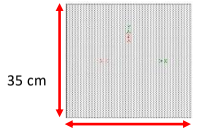
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	10.72 Tonf
R02	9.50 Tonf
R03	9.50 Tonf
R04	9.88 Tonf
R05	9.88 Tonf
R06	6.06 Tonf
R07	6.06 Tonf
R08	6.44 Tonf
R09	6.44 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

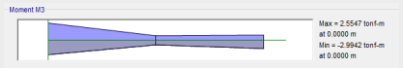
C7

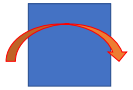


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	2.99 Tonf-m
Mu(+) =	2.55 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.48 cm2
1.67 cm	2.30 cm2
1.54 cm	2.29 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.91 cm2
1.96 cm	2.71 cm2
1.82 cm	2.70 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.29 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.22 cm2
2.16 cm	3.00 cm2
2.02 cm	3.00 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.82 cm2
2.56 cm	3.59 cm2
2.41 cm	3.58 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

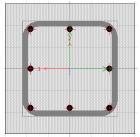
As esquinas: 5/8

As . Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

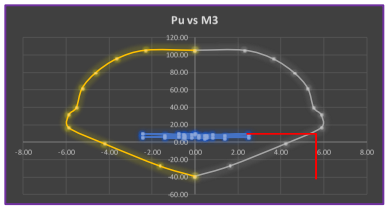
p min = 0.010
p max = 0.060

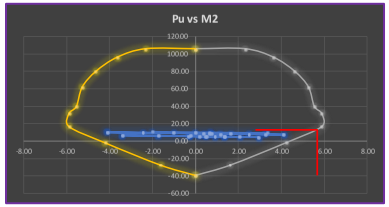
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	12.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.69	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	13.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.69	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

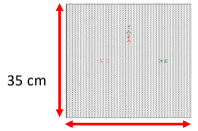
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	22.60 Tonf
R02	19.58 Tonf
R03	19.58 Tonf
R04	19.61 Tonf
R05	19.61 Tonf
R06	11.90 Tonf
R07	11.90 Tonf
R08	11.93 Tonf
R09	11.93 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

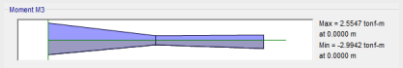
C8

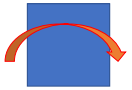


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	2.99 Tonf-m
Mu(+) =	2.55 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.48 cm2
1.67 cm	2.30 cm2
1.54 cm	2.29 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.91 cm2
1.96 cm	2.71 cm2
1.82 cm	2.70 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.29 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.22 cm2
2.16 cm	3.00 cm2
2.02 cm	3.00 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.82 cm2
2.56 cm	3.59 cm2
2.41 cm	3.58 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

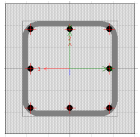
As esquinas: 5/8

As . Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

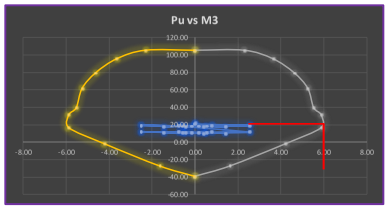
p min = 0.010
p max = 0.060

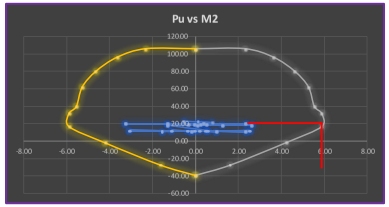
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	22.00	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	9.16	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm	
(b) 6 db long =	7.62 cm	
(c) 100 mm =	10.00 cm	

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	21.00	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	9.07	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm	
(b) 6 db long =	7.62 cm	
(c) 100 mm =	10.00 cm	

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

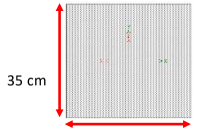
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	11.78 Tonf
R02	10.39 Tonf
R03	10.39 Tonf
R04	10.71 Tonf
R05	10.71 Tonf
R06	6.57 Tonf
R07	6.57 Tonf
R08	6.90 Tonf
R09	6.90 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

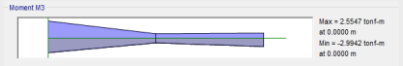
C9

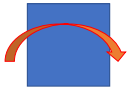


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	2.99 Tonf-m
Mu(+) =	2.55 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.48 cm2
1.67 cm	2.30 cm2
1.54 cm	2.29 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.91 cm2
1.96 cm	2.71 cm2
1.82 cm	2.70 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.29 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.22 cm2
2.16 cm	3.00 cm2
2.02 cm	3.00 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.82 cm2
2.56 cm	3.59 cm2
2.41 cm	3.58 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

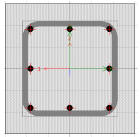
As esquinas: 5/8

As . Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

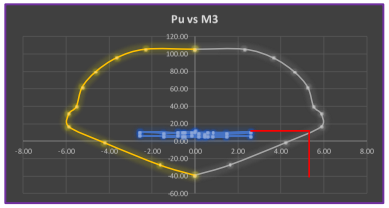
p min = 0.010
p max = 0.060

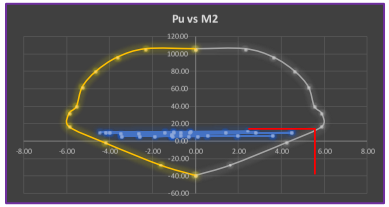
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	8.92	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =		11.67 cm
(b) 6 db long =		7.62 cm
(c) 100 mm =		10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.60	tonf.m
Mns =	5.60	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7	tonf.m
Mprs =	7	tonf.m
Vu =	3.37	tonf
Vn =	3.97	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =		11.67 cm
(b) 6 db long =		7.62 cm
(c) 100 mm =		10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

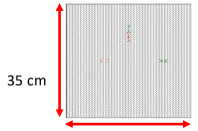
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	9.48 Tonf
R02	8.57 Tonf
R03	8.57 Tonf
R04	8.77 Tonf
R05	8.77 Tonf
R06	5.57 Tonf
R07	5.57 Tonf
R08	5.76 Tonf
R09	5.76 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

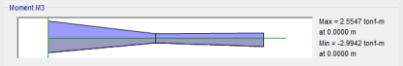
C10

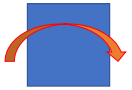


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	2.99 Tonf-m
Mu(+) =	2.55 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.48 cm2
1.67 cm	2.30 cm2
1.54 cm	2.29 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.91 cm2
1.96 cm	2.71 cm2
1.82 cm	2.70 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.29 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.22 cm2
2.16 cm	3.00 cm2
2.02 cm	3.00 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.82 cm2
2.56 cm	3.59 cm2
2.41 cm	3.58 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

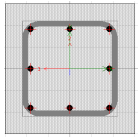
As esquinas: 5/8

As . Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

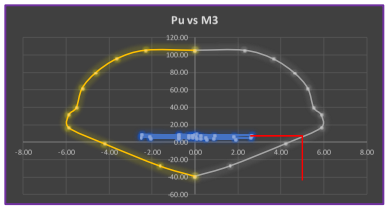
p min = 0.010
p max = 0.060

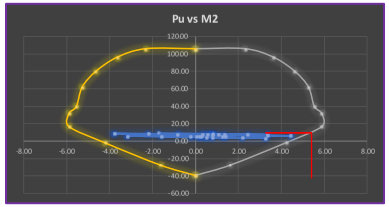
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	14.00	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	8.78	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =		11.67 cm
(b) 6 db long =		7.62 cm
(c) 100 mm =		10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.50	tonf.m
Mns =	5.50	tonf.m
Pu =	14.00	tonf
Mpri =	6.875	tonf.m
Mprs =	6.875	tonf.m
Vu =	3.31	tonf
Vn =	3.90	tonf
Vc =	8.74	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =		11.67 cm
(b) 6 db long =		7.62 cm
(c) 100 mm =		10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

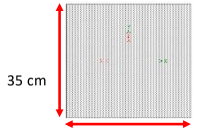
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	19.50 Tonf
R02	17.16 Tonf
R03	17.16 Tonf
R04	16.98 Tonf
R05	16.98 Tonf
R06	10.58 Tonf
R07	10.58 Tonf
R08	10.40 Tonf
R09	10.40 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

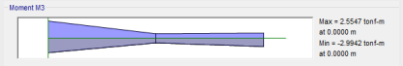
C11

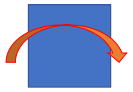


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	2.99 Tonf-m
Mu(+) =	2.55 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.48 cm2
1.67 cm	2.30 cm2
1.54 cm	2.29 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.91 cm2
1.96 cm	2.71 cm2
1.82 cm	2.70 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.29 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.22 cm2
2.16 cm	3.00 cm2
2.02 cm	3.00 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.82 cm2
2.56 cm	3.59 cm2
2.41 cm	3.58 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

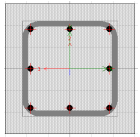
As esquinas: 5/8

As . Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

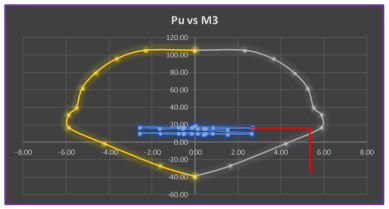
p min = 0.010
p max = 0.060

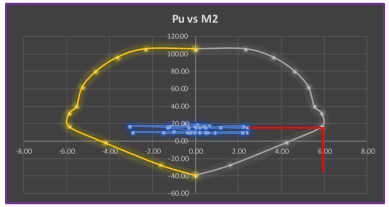
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.50	tonf.m
Mns =	5.50	tonf.m
Pu =	21.00	tonf
Mpri =	6.875	tonf.m
Mprs =	6.875	tonf.m
Vu =	3.31	tonf
Vn =	3.90	tonf
Vc =	9.11	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	21.00	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	9.07	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

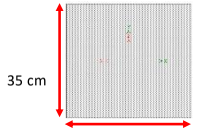
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	10.23 Tonf
R02	9.23 Tonf
R03	9.23 Tonf
R04	9.34 Tonf
R05	9.34 Tonf
R06	5.94 Tonf
R07	5.94 Tonf
R08	6.06 Tonf
R09	6.06 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

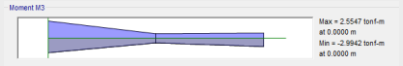
C12

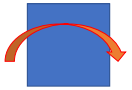


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	2.99 Tonf-m
Mu(+) =	2.55 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.48 cm2
1.67 cm	2.30 cm2
1.54 cm	2.29 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.91 cm2
1.96 cm	2.71 cm2
1.82 cm	2.70 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.29 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.22 cm2
2.16 cm	3.00 cm2
2.02 cm	3.00 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.82 cm2
2.56 cm	3.59 cm2
2.41 cm	3.58 cm2

ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

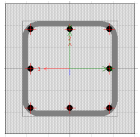
As esquinas: 5/8

As . Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

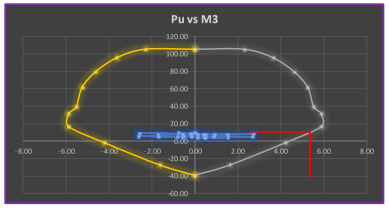
p min = 0.010
p max = 0.060

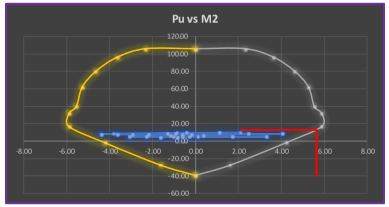
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE If.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	12.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.69	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	12.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.64	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

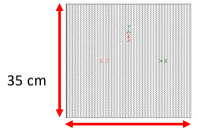
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	8.27 Tonf
R02	7.40 Tonf
R03	7.40 Tonf
R04	7.71 Tonf
R05	7.71 Tonf
R06	4.79 Tonf
R07	4.79 Tonf
R08	5.10 Tonf
R09	5.10 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

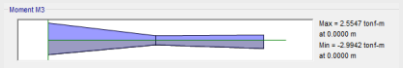
C13

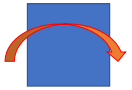


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	2.99 Tonf-m
Mu(+) =	2.55 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.48 cm2
1.67 cm	2.30 cm2
1.54 cm	2.29 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.91 cm2
1.96 cm	2.71 cm2
1.82 cm	2.70 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.29 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.22 cm2
2.16 cm	3.00 cm2
2.02 cm	3.00 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.82 cm2
2.56 cm	3.59 cm2
2.41 cm	3.58 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

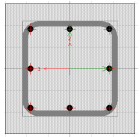
As esquinas: 5/8

As . Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

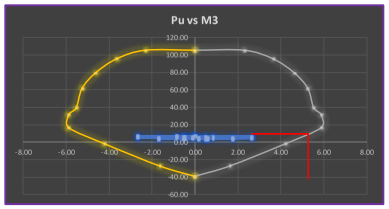
p min = 0.010
p max = 0.060

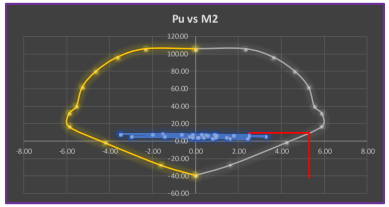
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.60	tonf.m
Mns =	5.60	tonf.m
Pu =	12.00	tonf
Mpri =	7	tonf.m
Mprs =	7	tonf.m
Vu =	3.37	tonf
Vn =	3.97	tonf
Vc =	8.69	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =		11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.60	tonf.m
Mns =	5.60	tonf.m
Pu =	12.00	tonf
Mpri =	7	tonf.m
Mprs =	7	tonf.m
Vu =	3.37	tonf
Vn =	3.97	tonf
Vc =	8.64	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =		11.67 cm
(b)	6 db long =	7.62 cm
(c)	100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

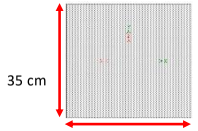
Usar 1 de 3/8" a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	17.06 Tonf
R02	14.91 Tonf
R03	14.91 Tonf
R04	14.85 Tonf
R05	14.85 Tonf
R06	9.20 Tonf
R07	9.20 Tonf
R08	9.15 Tonf
R09	9.15 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

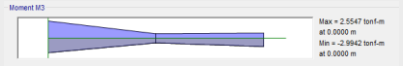
C14

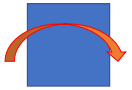


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	2.99 Tonf-m
Mu(+) =	2.55 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.48 cm2
1.67 cm	2.30 cm2
1.54 cm	2.29 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.91 cm2
1.96 cm	2.71 cm2
1.82 cm	2.70 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.29 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.22 cm2
2.16 cm	3.00 cm2
2.02 cm	3.00 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.82 cm2
2.56 cm	3.59 cm2
2.41 cm	3.58 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

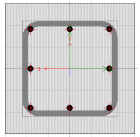
As esquinas: 5/8

As . Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

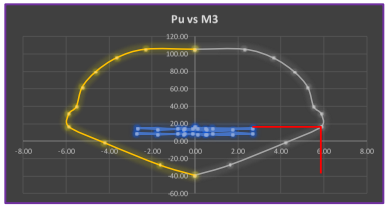
p min = 0.010
p max = 0.060

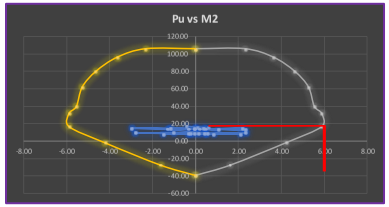
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	6.00	tonf.m
Mns =	6.00	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.5	tonf.m
Mprs =	7.5	tonf.m
Vu =	3.61	tonf
Vn =	4.25	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm
(b) 6 db long =	7.62 cm
(c) 100 mm =	10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

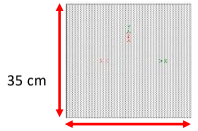
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	9.06 Tonf
R02	8.09 Tonf
R03	8.09 Tonf
R04	8.32 Tonf
R05	8.32 Tonf
R06	5.21 Tonf
R07	5.21 Tonf
R08	5.44 Tonf
R09	5.44 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

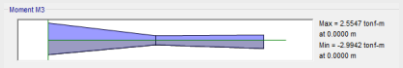
C15

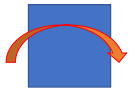


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	2.99 Tonf-m
Mu(+) =	2.55 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.48 cm2
1.67 cm	2.30 cm2
1.54 cm	2.29 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.91 cm2
1.96 cm	2.71 cm2
1.82 cm	2.70 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.29 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.22 cm2
2.16 cm	3.00 cm2
2.02 cm	3.00 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.82 cm2
2.56 cm	3.59 cm2
2.41 cm	3.58 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

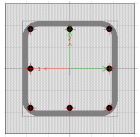
As esquinas: 5/8

As . Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

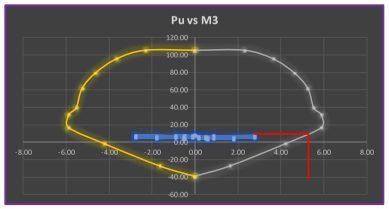
p min = 0.010
p max = 0.060

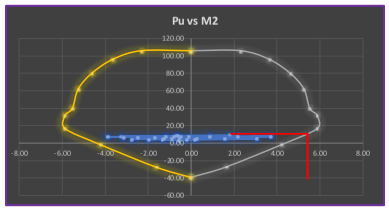
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.50	tonf.m
Mns =	5.50	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	6.875	tonf.m
Mprs =	6.875	tonf.m
Vu =	3.31	tonf
Vn =	3.90	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =		11.67 cm
(b) 6 db long =		7.62 cm
(c) 100 mm =		10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.70	tonf.m
Mns =	5.70	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.125	tonf.m
Mprs =	7.125	tonf.m
Vu =	3.43	tonf
Vn =	4.04	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =		11.67 cm
(b) 6 db long =		7.62 cm
(c) 100 mm =		10.00 cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

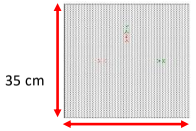
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	5.69 Tonf
R02	5.91 Tonf
R03	5.91 Tonf
R04	5.61 Tonf
R05	5.61 Tonf
R06	4.21 Tonf
R07	4.21 Tonf
R08	3.91 Tonf
R09	3.91 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

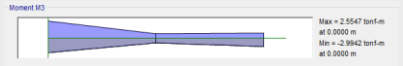
C16

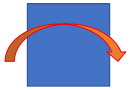


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	2.99 Tonf-m
Mu(+) =	2.55 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.48 cm2
1.67 cm	2.30 cm2
1.54 cm	2.29 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.91 cm2
1.96 cm	2.71 cm2
1.82 cm	2.70 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.29 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.22 cm2
2.16 cm	3.00 cm2
2.02 cm	3.00 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.82 cm2
2.56 cm	3.59 cm2
2.41 cm	3.58 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

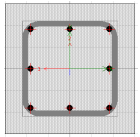
As esquinas: 5/8

As . Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

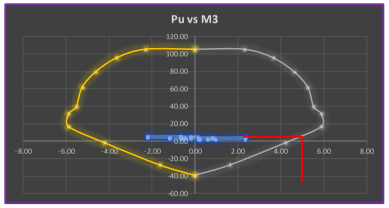
p min = 0.010
p max = 0.060

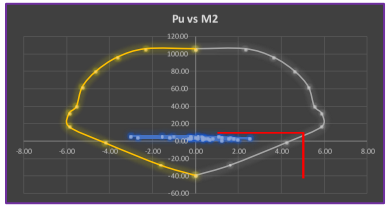
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm	
(b) 6 db long =	7.62 cm	
(c) 100 mm =	10.00 cm	

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm	
(b) 6 db long =	7.62 cm	
(c) 100 mm =	10.00 cm	

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

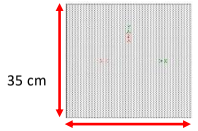
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	11.36 Tonf
R02	10.80 Tonf
R03	10.80 Tonf
R04	10.18 Tonf
R05	10.18 Tonf
R06	7.22 Tonf
R07	7.22 Tonf
R08	6.60 Tonf
R09	6.60 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

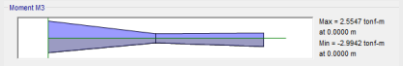
C17

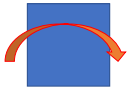


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	2.99 Tonf-m
Mu(+) =	2.55 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.48 cm2
1.67 cm	2.30 cm2
1.54 cm	2.29 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.91 cm2
1.96 cm	2.71 cm2
1.82 cm	2.70 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.29 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.22 cm2
2.16 cm	3.00 cm2
2.02 cm	3.00 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.82 cm2
2.56 cm	3.59 cm2
2.41 cm	3.58 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

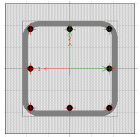
As esquinas: 5/8

As . Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

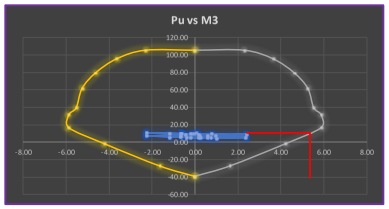
p min = 0.010
p max = 0.060

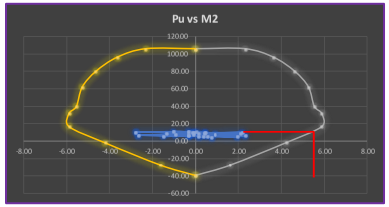
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.60	tonf.m
Mns =	5.60	tonf.m
Pu =	18.00	tonf
Mpri =	7	tonf.m
Mprs =	7	tonf.m
Vu =	3.37	tonf
Vn =	3.97	tonf
Vc =	8.97	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm	
(b) 6 db long =	7.62 cm	
(c) 100 mm =	10.00 cm	

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.80	tonf.m
Mns =	5.80	tonf.m
Pu =	17.00	tonf
Mpri =	7.25	tonf.m
Mprs =	7.25	tonf.m
Vu =	3.49	tonf
Vn =	4.11	tonf
Vc =	8.88	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67 cm	
(b) 6 db long =	7.62 cm	
(c) 100 mm =	10.00 cm	

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00 cm
(b) h col / 6 =	69.17 cm
(a) 500 mm =	50.00 cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70 cm
250 mm	25.00 cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

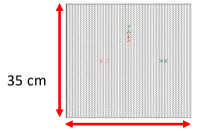
Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

CARGA AXIAL (Pu)	
R01	6.17 Tonf
R02	6.31 Tonf
R03	6.31 Tonf
R04	5.95 Tonf
R05	5.95 Tonf
R06	4.46 Tonf
R07	4.46 Tonf
R08	4.10 Tonf
R09	4.10 Tonf

0.1*f'c*Ag
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf
25.725 Tonf

DISEÑO POR
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN
DISEÑAR POR FLEXIÓN

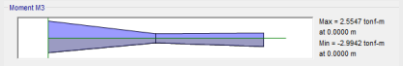
C18

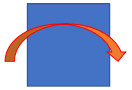


DISEÑO POR FLEXIÓN

+ POR ENVOLVENTE

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE X





Mu(-) =	2.99 Tonf-m
Mu(+) =	2.55 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.21 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.04 cm	2.48 cm2
1.67 cm	2.30 cm2
1.54 cm	2.29 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.04 cm	2.91 cm2
1.96 cm	2.71 cm2
1.82 cm	2.70 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

MOMENTO EN SENTIDO DEL EJE Y

Mu(-) =	3.9 Tonf-m
Mu(+) =	3.29 Tonf-m
f'c =	210 kg/cm2
fy =	4200 kg/cm2
b =	35 cm
h =	35 cm
d =	30.05 cm

MOM. POSITIVO	
a	As
6.01 cm	3.22 cm2
2.16 cm	3.00 cm2
2.02 cm	3.00 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	
1	
As =	10.50 cm2

MOM. NEGATIVO	
a	As
6.01 cm	3.82 cm2
2.56 cm	3.59 cm2
2.41 cm	3.58 cm2
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	10.50 cm2

RESUMEN DE DISEÑO

X	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

Y	
ø	As
1/2	2
5/8	4
3/4	0
1	0

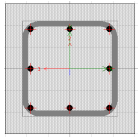
As esquinas: 5/8

As . Total	
ø	As
1/2	4
5/8	4
3/4	0
1	0
As =	13.08 cm2

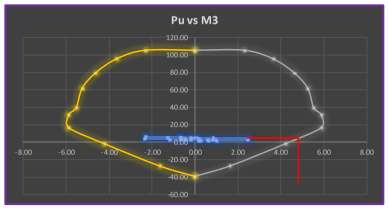
p min = 0.010
p max = 0.060

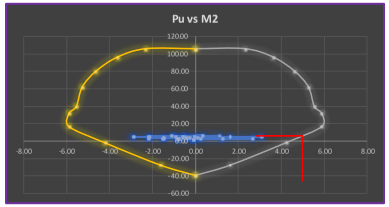
p = 0.01 cm2

DIAGRAMA DE ITERACCION



	DIAG. DE IT.	MODELO
X	3	2
Y	2	3





Curve #7	90 deg	
P tonf	M3 tonf-m	M3 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

Curve #1	0 deg	
P tonf	M2 tonf-m	M2 tonf-m
105.59	0.00	0.00
105.59	2.30	-2.30
95.87	3.64	-3.64
79.75	4.63	-4.63
61.83	5.26	-5.26
39.80	5.53	-5.53
31.52	5.88	-5.88
16.69	5.88	-5.88
-1.77	4.22	-4.22
-27.46	1.62	-1.62
-39.19	0.00	0.00

DISEÑO POR FUERZAS CORTANTES

ANALISIS EN DIRECCIÓN X

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.21	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	12.00	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	8.69	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 180150075 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.10 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70	cm
250 mm	25.00	cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

ANALISIS EN DIRECCIÓN Y

DATOS COLUMNA

h col =	4.15	m
b =	35.00	cm
h =	35.00	cm
d =	30.05	cm
Mni =	5.00	tonf.m
Mns =	5.00	tonf.m
Pu =	13.00	tonf
Mpri =	6.25	tonf.m
Mprs =	6.25	tonf.m
Vu =	3.01	tonf
Vn =	3.54	tonf
Vc =	8.69	tonf
Vs =	0.00	tonf

Estribos 3/8"
s = 179203290 cm

NORMA E.060

CAPITULO 7.-

16db =	20.32 cm
48de =	45.72 cm
min(b o h) =	35.00 cm

CAPITULO 11.-

d/2 =	15.02 cm
600 mm =	60.00 cm

CAPITULO 21.-

21.6.4.1.
(a,b,c,d y e) Cumple Condicion
21.6.4.2.4.

(a) min(b ó h) /3 =	11.67	cm
(b) 6 db long =	7.62	cm
(c) 100 mm =	10.00	cm

21.6.4.3.
Cumple espaciamiento maximo de barras

s = 7.50 cm

21.6.4.4 Lo

(a) max (b ó h) =	35.00	cm
(b) h col / 6 =	69.17	cm
(a) 500 mm =	50.00	cm

Lo = 70.00 cm

21.6.4.5. Fuera de Lo

10 db	12.70	cm
250 mm	25.00	cm

s = 12.50 cm

ESTIBOS FINALES

Usar 1 de 3/8'' a 0.05 m ; 9 @ 0.075 m ; RTO @ 0.125 m AE

Fuente: Elaboración propia.

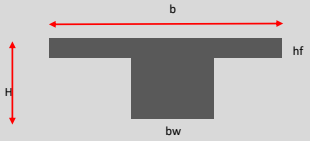
4.5 Diseño de losa aligerada

4.5.1 Diseño de losa aligerada bloque A

Tabla 85: Diseño de Losa Aligerada del Bloque A

DATOS LOSA ALIGERADA

SECCIÓN LOSA ALIGERADA



DATOS DE LA SECCIÓN		
b :	0.40	m
bw :	0.10	m
hf :	0.05	m
H :	0.20	m
r :	0.02	m
f'c :	210	kgf/cm2
fy :	4200	kgf/cm2
d :	0.17	m

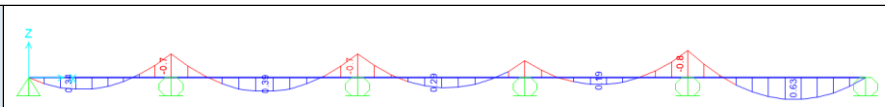
Metrado de cargas.

Peso de losa = 120 kgf/m2 — CM = 160 kgf/m
Peso de acabados = 40 kgf/m2 — CV = 40 kgf/m

Para Nudo :		Para Claro :	
base:	0.10 m	base:	0.40 m
d :	0.17 m	d :	0.17 m
p min :	0.0024	p min :	0.0024
p max :	0.0163	p max :	0.0163
As min :	0.84 cm2	As min :	0.42 cm2
As max:	2.82 cm2	As max:	11.29 cm2

Diseño por flexión

ENVOLVENTE



Momentos actuantes

Mu (-)	0.11 tonf.m		0.70 tonf.m		0.70 tonf.m		0.50 tonf.m		0.80 tonf.m		0.21 tonf.m
Mu (+)		0.34 tonf.m		0.39 tonf.m		0.29 tonf.m		0.19 tonf.m		0.63 tonf.m	

Cálculo de "a"

	0.41 cm		2.7 cm		2.7 cm		1.9 cm		3.2 cm		0.8 cm
		0.31 cm		0.35 cm		0.26 cm		0.17 cm		0.57 cm	

Cálculo de acero

As (-)	0.17 cm2		1.16 cm2		1.16 cm2		0.81 cm2		1.34 cm2		0.33 cm2
As (+)		0.52 cm2		0.60 cm2		0.45 cm2		0.29 cm2		0.98 cm2	

Acero mínimo

As (-)	0.84 cm2		0.84 cm2		0.84 cm2		0.84 cm2		0.84 cm2		0.84 cm2
As (+)		0.42 cm2		0.42 cm2		0.42 cm2		0.42 cm2		0.42 cm2	

Acero a evaluar

As (-)	0.84 cm2		1.16 cm2		1.16 cm2		0.84 cm2		1.34 cm2		0.84 cm2
As (+)		0.52 cm2		0.60 cm2		0.45 cm2		0.42 cm2		0.98 cm2	

Barras de acero

As (-)	1 Φ 1/2		1 Φ 1/2		1 Φ 1/2		1 Φ 1/2		1 Φ 3/8 1 Φ 1/2		1 Φ 1/2
As (+)		1 Φ 3/8		1 Φ 3/8		1 Φ 3/8		1 Φ 3/8		1 Φ 3/8 1 Φ 3/8	

Acero por temperatura

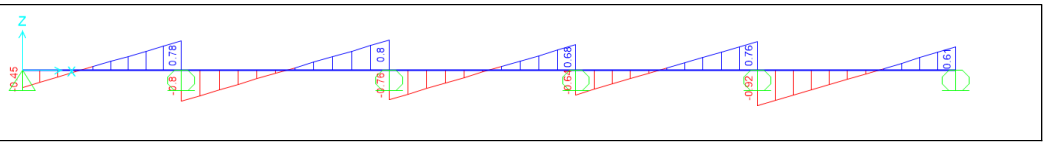
p temp = 0.0018 — Usando 1 Φ 1/4
As temp = 0.90 cm2 — s = 35.6 cm

Smáx

1.- 5 hf = 25.0 cm
2.- 40.0 cm

Usar 1 Φ 1/4 @ 25 cm

Diseño por cortante



Cortante absorvida por el concreto

Vc = 1.47 tonf
ΦVc = 1.25 tonf

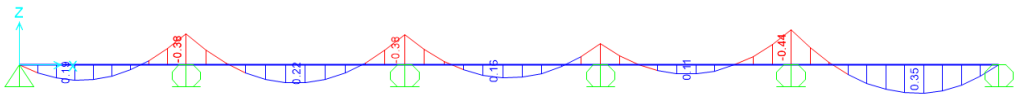
Vu < ΦVc

Diagrama de cortantes actuantes

0.78 tonf	0.80 tonf	0.66 tonf	0.76 tonf	0.61 tonf	
0.45 tonf	0.80 tonf	0.76 tonf	0.64 tonf	0.92 tonf	
OK	OK	OK	OK	OK	
OK	OK	OK	OK	OK	

Verificación de deflexiones

CM

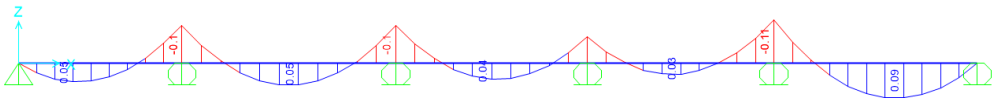


Datos analisis carga muerta

W cm = 1.60 Kgf/cm
E = 217370.65 Kgf/cm2

	A		B		C		D		E		F
	11480.77	34442.30	34293.33	33877.40	34137.71	22913.57	23210.26	40190.09	39143.00	13047.67	
	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	
L=	385.0 cm		L= 515.0 cm		L= 458.0 cm		L= 452.0 cm		L= 480.0 cm		

CV

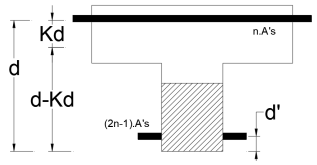


Datos analisis carga viva

W cv = 0.40 Kgf/cm
E = 217370.65 Kgf/cm2

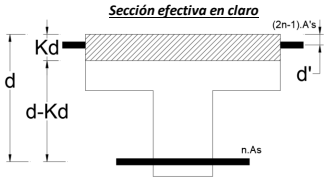
	A		B		C		D		E		F
	2868.53	8605.58	8573.33	8469.35	8534.43	5728.39	5802.56	10047.52	9785.78	3261.93	
	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	
L=	385.0 cm		L= 515.0 cm		L= 458.0 cm		L= 452.0 cm		L= 480.0 cm		

Sección efectiva en Nudo



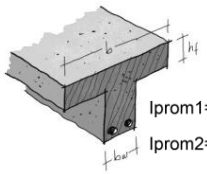
	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
As:	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.98	1.98	1.27
A's:	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	1.43	1.43
Kd:	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm	7.65 cm	8.58 cm	8.12 cm
d - kd:	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm	9.08 cm	8.15 cm	8.61 cm
Ie:	1435.89 cm4	1435.89 cm4	1435.89 cm4	1435.89 cm4	1435.89 cm4	1435.89 cm4	1435.89 cm4	1941.77 cm4	2264.03 cm4	1757.15 cm4

Sección efectiva en claro



	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
As:	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
A's:	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71
Kd:	3.03 cm	3.03 cm	3.03 cm	3.03 cm	3.03 cm
d - kd:	14.02 cm	14.02 cm	14.02 cm	14.02 cm	14.02 cm
Ie:	5.68 cm4	5.68 cm4	5.68 cm4	5.68 cm4	5.68 cm4

INERCIA FINALES POR TRAMO

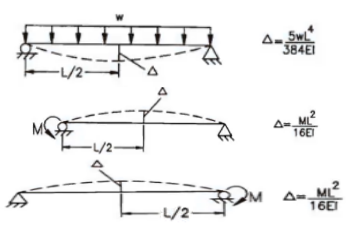


Iprom1=(Ie2+2*Ie3)/3

Iprom2=(Ie1+Ie2+2*Ie3)/4

	Ie1	Ie2	Ie1	Ie2	Ie1	Ie2	Ie1	Ie2	Ie1	Ie2
	1435.9 cm4	1435.9 cm4	1435.9 cm4	1435.9 cm4	1435.9 cm4	1435.9 cm4	1435.9 cm4	1941.8 cm4	2264.0 cm4	1757.2 cm4
	5.68 cm4		5.68 cm4		5.68 cm4		5.68 cm4		5.68 cm4	
	Ie3		Ie3		Ie3		Ie3		Ie3	
	Iprom1		Iprom2		Iprom2		Iprom2		Iprom1	
	482.42 cm4		720.79 cm4		720.79 cm4		847.26 cm4		758.46 cm4	

FLECHA INMEDIATA



Limites de flecha :

	V1	V2	V3	V4	V5
	2.14 cm	2.86 cm	2.54 cm	2.51 cm	2.70 cm
Δ CM:	0.31 cm	2.14 cm	1.08 cm	0.33 cm	2.15 cm
Δ CV:	0.08 cm	0.54 cm	0.27 cm	0.08 cm	0.54 cm
Δ(CM+CV):	0.39 cm	2.68 cm	1.35 cm	0.41 cm	2.69 cm
	✔	✔	✔	✔	✔

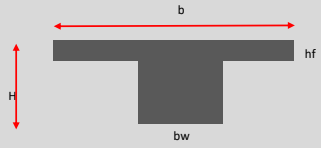
Fuente: Elaboración propia.

4.5.2 Diseño de losa aligerada bloque B

Tabla 86: Diseño de Losa Aligerada del Bloque B

DATOS LOSA ALIGERADA (BLOQUE B)

SECCIÓN LOSA ALIGERADA



DATOS DE LA SECCIÓN		
b :	0.40	m
bw :	0.10	m
hf :	0.05	m
H :	0.20	m
r :	0.02	m
f'c :	210	kgf/cm2
fy :	4200	kgf/cm2
d :	0.17	m

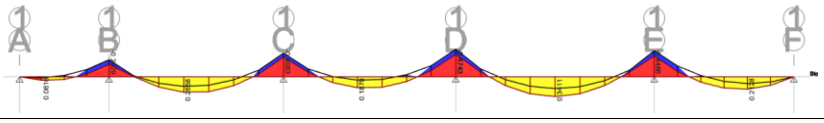
Metrado de cargas.

Peso de losa =	120 kgf/m2	**CM =**	160 kgf/m
Peso de acabados =	40 kgf/m2	**CV =**	40 kgf/m

Para Nudo :		*Para Claro :*	
base:	0.10 m	***base:***	0.40 m
d :	0.17 m	***d :***	0.17 m
p min :	0.0024	***p min :***	0.0024
p max :	0.0163	***p max :***	0.0163
As min :	0.84 cm2	***As min :***	0.42 cm2
As max:	2.82 cm2	***As max:***	11.29 cm2

Diseño por flexión

BLOQUE B



Momentos actuantes

Mu (-)	0.02 tonf.m	0.29 tonf.m	0.41 tonf.m	0.48 tonf.m	0.45 tonf.m	0.07 tonf.m
Mu (+)	0.06 tonf.m	0.27 tonf.m	0.19 tonf.m	0.34 tonf.m	0.21 tonf.m	

Cálculo de "a"

	0.07 cm	1.1 cm	1.5 cm	1.8 cm	1.7 cm	0.3 cm
	0.05 cm	0.24 cm	0.17 cm	0.31 cm	0.19 cm	

Cálculo de acero

As (-)	0.03 cm2	0.46 cm2	0.65 cm2	0.77 cm2	0.72 cm2	0.11 cm2
As (+)	0.09 cm2	0.41 cm2	0.29 cm2	0.52 cm2	0.32 cm2	

Acero mínimo

As (-)	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2
As (+)	0.42 cm2	0.42 cm2	0.42 cm2	0.42 cm2	0.42 cm2	

Acero a evaluar

As (-)	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2
As (+)	0.42 cm2	0.42 cm2	0.42 cm2	0.52 cm2	0.42 cm2	

Barras de acero

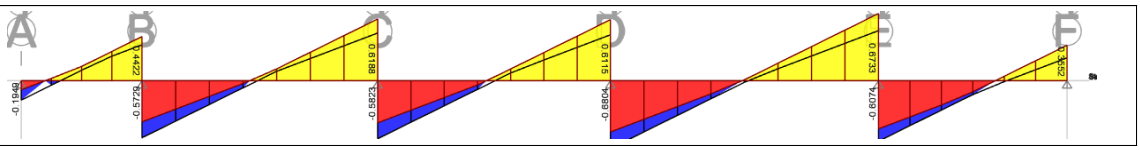
As (-)	1 Φ 1/2	1 Φ 1/2	1 Φ 1/2	1 Φ 1/2	1 Φ 1/2	1 Φ 1/2
As (+)	1 Φ 3/8	1 Φ 3/8	1 Φ 3/8	1 Φ 3/8	1 Φ 3/8	

Acero por temperatura

p temp =	0.0018	Usando	1 Φ 1/4	***Smáx***	
As temp =	0.90 cm2	**s =**	35.6 cm	**1.- 5 hf =**	25.0 cm
				2.-	40.0 cm

Usar 1 Φ 1/4 @ 25 cm

Diseño por cortante



Cortante absorvida por el concreto

Vc =	1.47 tonf
ΦVc =	1.25 tonf

Vu < ΦVc

Diagrama de cortantes actuantes

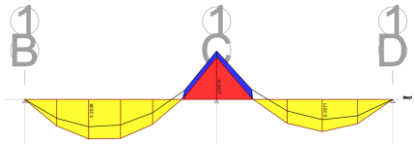
	0.44 tonf	0.61 tonf	0.61 tonf	0.67 tonf	0.35 tonf
0.19 tonf		0.52 tonf	0.58 tonf	0.68 tonf	0.61 tonf
	OK	OK	OK	OK	OK
OK		OK	OK	OK	OK

Fuente: Elaboración propia.

4.5.3 Diseño de losa aligerada bloque C

Tabla 87: Diseño de Losa Aligerada del Bloque C

Diseño por flexión

ENVOLVENTE	

Momentos actuantes

Mu (-)	0.13 tonf.m	0.31 tonf.m	0.10 tonf.m
Mu (+)	0.26 tonf.m	0.20 tonf.m	

Cálculo de "a"

0.47 cm	1.1 cm	0.4 cm
0.23 cm	0.18 cm	

Cálculo de acero

As (-)	0.20 cm2	0.49 cm2	0.15 cm2
As (+)	0.40 cm2	0.31 cm2	

Acero mínimo

As (-)	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2
As (+)	0.42 cm2	0.42 cm2	

Acero a evaluar

As (-)	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2
As (+)	0.42 cm2	0.42 cm2	

Barras de acero

As (-)	1 Φ 1/2	1 Φ 1/2	1 Φ 1/2
As (+)	1 Φ 3/8	1 Φ 3/8	

Acero por temperatura

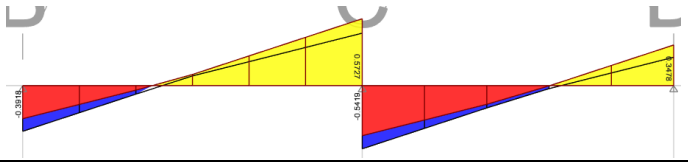
p temp =	0.0018	Usando	1 Φ 1/4
As temp =	0.90 cm2	s =	35.6 cm

Smáx

1.- 5 hf =	25.0 cm
2.-	40.0 cm

Usar 1 Φ 1/4 @ 25 cm

Diseño por cortante



Cortante absorvida por el concreto

Vc =	1.47 tonf
ΦVc =	1.25 tonf

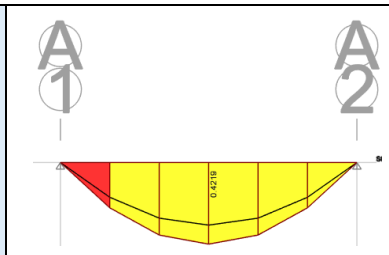
Vu < ΦVc

Diagrama de cortantes actuantes

	0.58 tonf	0.36 tonf
0.39 tonf	0.55 tonf	
	OK	OK
OK	OK	

Diseño por flexión

ENVOLVENTE



Momentos actuantes

Mu (-)	0.21 tonf.m		0.14 tonf.m
Mu (+)		0.42 tonf.m	

Cálculo de "a"

0.77 cm		0.5 cm
	0.38 cm	

Cálculo de acero

As (-)	0.33 cm2		0.22 cm2
As (+)		0.65 cm2	

Acero mínimo

As (-)	0.84 cm2		0.84 cm2
As (+)		0.42 cm2	

Acero a evaluar

As (-)	0.84 cm2		0.84 cm2
As (+)		0.65 cm2	

Barras de acero

As (-)	1 Φ 1/2		1 Φ 1/2
As (+)		1 Φ 3/8	

Acero por temperatura

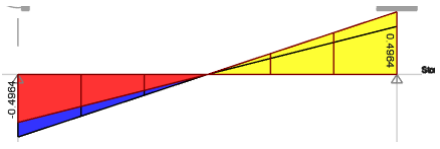
p temp =	0.0018	Usando	1 Φ 1/4
As temp =	0.90 cm2	**s =**	35.6 cm

Smáx

1.- 5 hf =	25.0 cm
2.-	40.0 cm

Usar 1 Φ 1/4 @ 25 cm

Diseño por cortante



Cortante absorvida por el concreto

			0.5
Vc =	1.47 tonf		0.36 tonf
ΦVc =	1.25 tonf	0.50 tonf	

Vu < ΦVc		OK
	OK	

Fuente: Elaboración propia.

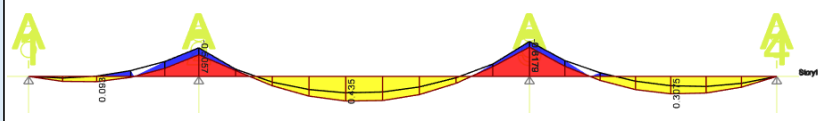
4.5.4 Diseño de losa aligerada bloque D

Tabla 88: Diseño de Losa Aligerada del Bloque D

Diseño por flexión

BLOQUE D

ENVOLVENTE



Momentos actuantes

Mu (-)	0.05 tonf.m		0.51 tonf.m		0.62 tonf.m		0.16 tonf.m
Mu (+)		0.09 tonf.m		0.44 tonf.m		0.31 tonf.m	

Cálculo de "a"

0.16 cm	1.9 cm	2.4 cm	0.6 cm	
0.08 cm	0.40 cm	0.28 cm		

Cálculo de acero

As (-)	0.07 cm2	0.82 cm2	1.01 cm2	0.24 cm2
As (+)	0.14 cm2	0.68 cm2	0.48 cm2	

Acero mínimo

As (-)	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2
As (+)	0.42 cm2	0.42 cm2	0.42 cm2	

Acero a evaluar

As (-)	0.84 cm2	0.84 cm2	1.01 cm2	0.84 cm2
As (+)	0.42 cm2	0.68 cm2	0.48 cm2	

Barras de acero

As (-)	1 Φ 1/2	1 Φ 1/2	1 Φ 1/2	1 Φ 1/2
As (+)	1 Φ 3/8	1 Φ 3/8	1 Φ 3/8	

Acero por temperatura

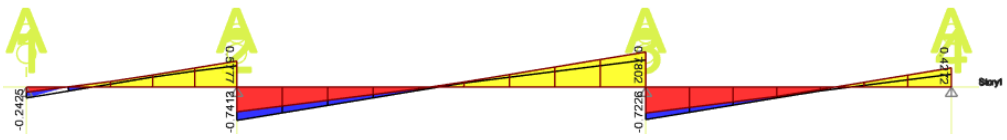
p temp = 0.0018
As temp = 0.90 cm2

Usando 1 Φ 1/4
s = 35.6 cm

Smáx
1.- 5 hf = 25.0 cm
2.- 40.0 cm

Usar 1 Φ 1/4 @ 25 cm

Diseño por cortante



Cortante absorvida por el concreto

Vc = 1.47 tonf
ΦVc = 1.25 tonf

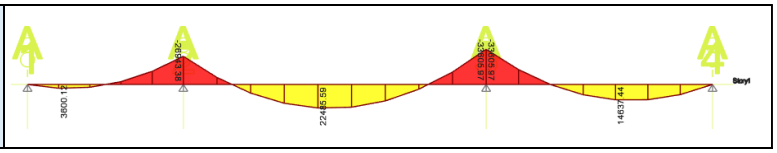
Vu < ΦVc

Diagrama de cortantes actuantes

0.58 tonf	0.78 tonf	0.43 tonf	
0.24 tonf	0.74 tonf	0.73 tonf	
OK	OK	OK	
OK	OK	OK	

Verificación de deflexiones

CM

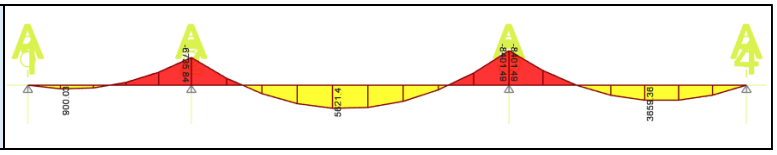


Datos analisis carga muerta

W cm = 1.60 Kgf/cm
E = 217370.65 Kgf/cm2

	1		2		3		4
	11437.00	22874.00	21644.00	27918.00	28336.00	14168.00	
	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	
L=	265.0 cm		L= 515.0 cm		L= 385.0 cm		

CV

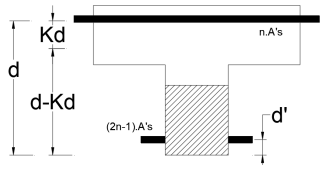


Datos analisis carga viva

W cv = 0.40 Kgf/cm
E = 217370.65 Kgf/cm2

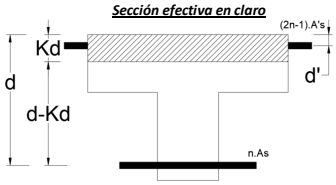
	A		B		C		D
	2859.00	5718.00	5411.00	6979.00	7084.00	3542.00	
	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	
L=	265.0 cm		L= 515.0 cm		L= 385.0 cm		

Sección efectiva en Nudo



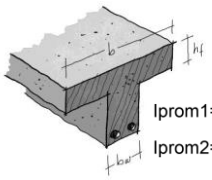
	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
As:	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27
A's :	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71
Kd :	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm
d - kd :	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm
Ie :	1435.89 cm4	1435.89 cm4	1435.89 cm4	1435.89 cm4	1435.89 cm4	1435.89 cm4

Sección efectiva en claro



	cm2	cm2	cm2
As:	0.00	0.00	0.00
A's :	0.71	0.71	0.71
Kd :	3.03 cm	3.03 cm	3.03 cm
d - kd :	14.02 cm	14.02 cm	14.02 cm
Ie :	5.68 cm4	5.68 cm4	5.68 cm4

INERCIA FINALES POR TRAMO

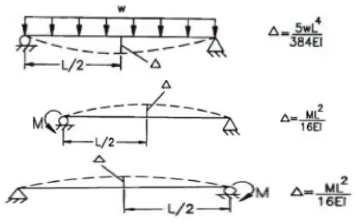


Iprom1=(Ie2+2*Ie3)/3

Iprom2=(Ie1+Ie2+2*Ie3)/4

Ie1	Ie2	Ie1	Ie2	Ie1	Ie2
1435.9 cm4	1435.9 cm4	1435.9 cm4	1435.9 cm4	1435.9 cm4	1435.9 cm4
5.68 cm4		5.68 cm4		5.68 cm4	
Ie3		Ie3		Ie3	
Iprom1		Iprom2		Iprom1	
482.42 cm4		720.79 cm4		482.42 cm4	

FLECHA INMEDIATA



$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI}$

$\Delta = \frac{ML^2}{16EI}$

$\Delta = \frac{ML^2}{16EI}$

Limites de flecha :

	V1	V2	V3
	1.47 cm	2.86 cm	2.14 cm
Δ CM:	-0.46 cm	4.11 cm	0.61 cm
Δ CV:	-0.11 cm	1.03 cm	0.15 cm
Δ(CM+CV):	-0.57 cm	5.14 cm	0.76 cm
	✓	✓	✓

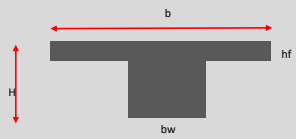
Fuente: Elaboración propia.

4.5.5 Diseño de losa aligerada bloque E

Tabla 89: Diseño de Losa Aligerada del Bloque E

DATOS LOSA ALIGERADA

SECCIÓN LOSA ALIGERADA



DATOS DE LA SECCIÓN		
b :	0.40	m
bw :	0.10	m
hf :	0.05	m
H :	0.20	m
r :	0.02	m
f'c :	210	kgf/cm2
fy :	4200	kgf/cm2
d :	0.17	m

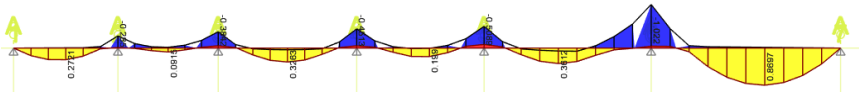
Metrado de cargas.

Peso de losa =	120 kgf/m2	**CM =**	160 kgf/m
Peso de acabados =	40 kgf/m2	**CV =**	40 kgf/m

Para Nudo :		*Para Claro :*	
base:	0.10 m	***base:***	0.40 m
d :	0.17 m	***d :***	0.17 m
p min :	0.0024	***p min :***	0.0024
p max :	0.0163	***p max :***	0.0163
As min :	0.84 cm2	***As min :***	0.42 cm2
As max:	2.82 cm2	***As max:***	11.29 cm2

Diseño por flexión

ENVOLVENTE



Momentos actuantes

Mu (-)	0.09 tonf.m		0.28 tonf.m		0.38 tonf.m		0.45 tonf.m		0.51 tonf.m		1.02 tonf.m		0.44 tonf.m
Mu (+)		0.27 tonf.m		0.10 tonf.m		0.32 tonf.m		0.20 tonf.m		0.36 tonf.m		0.87 tonf.m	

Cálculo de "a"

	0.33 cm		1.0 cm		1.4 cm		1.7 cm		1.9 cm		4.2 cm		1.6 cm
		0.24 cm		0.09 cm		0.29 cm		0.18 cm		0.33 cm		0.80 cm	

Cálculo de acero

As (-)	0.14 cm2		0.44 cm2		0.60 cm2		0.72 cm2		0.82 cm2		1.76 cm2		0.70 cm2
As (+)		0.41 cm2		0.15 cm2		0.49 cm2		0.31 cm2		0.55 cm2		1.36 cm2	

Acero mínimo

As (-)	0.84 cm2		0.84 cm2		0.84 cm2		0.84 cm2		0.84 cm2		0.84 cm2		0.84 cm2
As (+)		0.42 cm2		0.42 cm2		0.42 cm2		0.42 cm2		0.42 cm2		0.42 cm2	

Acero a evaluar

As (-)	0.84 cm2		0.84 cm2		0.84 cm2		0.84 cm2		0.84 cm2		1.76 cm2		0.84 cm2
As (+)		0.42 cm2		0.42 cm2		0.49 cm2		0.42 cm2		0.55 cm2		1.36 cm2	

Barras de acero

As (-)	1 Φ 1/2		1 Φ 1/2		1 Φ 1/2		1 Φ 1/2		1 Φ 1/2		1 Φ 3/8 1 Φ 1/2		1 Φ 1/2
As (+)		1 Φ 3/8		1 Φ 3/8		1 Φ 3/8		1 Φ 3/8		1 Φ 3/8		1 Φ 3/8 1 Φ 3/8	

Acero por temperatura

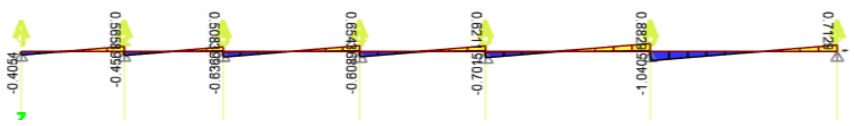
p temp =	0.0018	Usando	1 Φ 1/4
As temp =	0.90 cm2	**s =**	35.6 cm

Smáx

1.- 5 hf =	25.0 cm
2.-	40.0 cm

Usar 1 Φ 1/4 @ 25 cm

Diseño por cortante



Cortante absorvida por el concreto

Vc =	1.47 tonf
ΦVc =	1.25 tonf

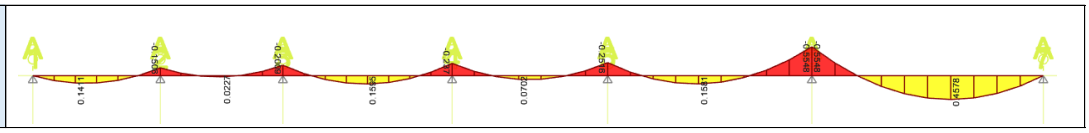
Vu < ΦVc

Diagrama de cortantes actuantes

	0.46 tonf		0.50 tonf		0.66 tonf		0.76 tonf		1.04 tonf		0.71 tonf		
		0.41 tonf		0.63 tonf		0.65 tonf		0.65 tonf		0.71 tonf		1.04 tonf	
	OK		OK		OK		OK		OK		OK		OK
		OK		OK		OK		OK		OK		OK	

Verificación de deflexiones

CM

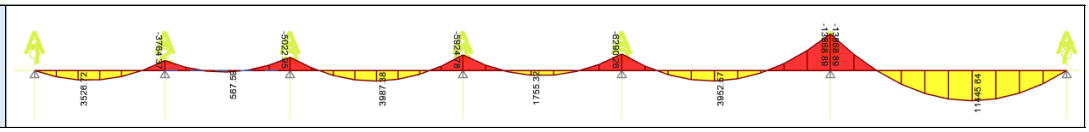


Datos analisis carga muerta

W cm = 1.60 Kgf/cm
E = 217370.65 Kgf/cm2

	A		B		C		D		E		F		G
	4703.33	10427.00	11662.00	16137.00	14985.00	18225.00	18963.00	20297.00	18060.00	45776.00	43738.00	22840.00	
	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	
L=	290.0 cm		L=	280.0 cm	L=	400.0 cm	L=	365.0 cm	L=	490.0 cm	L=	560.0 cm	

CV

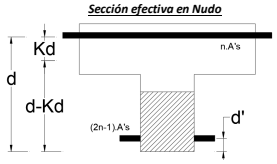


Datos analisis carga viva

W cv = 0.40 Kgf/cm
E = 217370.65 Kgf/cm2

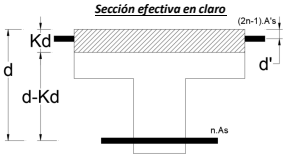
	A		B		C		D		E		F		G
	1175.33	2606.00	2915.00	4034.00	3727.00	4556.00	4740.00	3825.00	4909.00	11444.00	10934.00	5722.50	
	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	
L=	290.0 cm		L=	280.0 cm	L=	400.0 cm	L=	365.0 cm	L=	490.0 cm	L=	560.0 cm	

Sección efectiva en Nudo



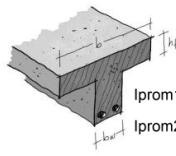
	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
As:	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.98	1.98	1.27
A's :	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	1.43	0.71
Kd :	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm	7.65 cm	8.58 cm	7.01 cm
d - kd :	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm	9.08 cm	8.15 cm	9.72 cm
Ie :	1435.89	1435.89	1435.89	1435.89	1435.89	1435.89	1435.89	1435.89	1435.89	1941.77	2264.03	1435.89
	cm4	cm4	cm4	cm4	cm4	cm4	cm4	cm4	cm4	cm4	cm4	cm4

Sección efectiva en claro



	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
As:	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	1.43
A's :	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Kd :	2.25 cm	2.25 cm	2.25 cm	2.25 cm	2.25 cm	3.10 cm
d - kd :	14.79 cm	14.79 cm	14.79 cm	14.79 cm	14.79 cm	13.94 cm
Ie :	1502.94	1502.94	1502.94	1502.94	1502.94	2690.12
	cm4	cm4	cm4	cm4	cm4	cm4

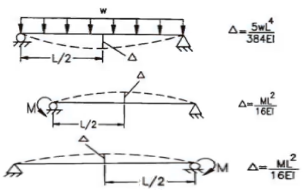
INERCIA FINALES POR TRAMO



Iprom1=(Ie2+2*Ie3)/3
Iprom2=(Ie1+Ie2+2*Ie3)/4

	Ie1	Ie2	Ie1	Ie2	Ie1	Ie2	Ie1	Ie2	Ie1	Ie2	Ie1	Ie2
	1435.9 cm4	1435.9 cm4	1435.9 cm4	1435.9 cm4	1435.9 cm4	1435.9 cm4	1435.9 cm4	1435.9 cm4	1435.9 cm4	1941.8 cm4	2264.0 cm4	1435.9 cm4
	1502.94 cm4		1502.94 cm4		1502.94 cm4		1502.94 cm4		1502.94 cm4		2690.12 cm4	
	Ie3		Ie3		Ie3		Ie3		Ie3		Ie3	
	Iprom1		Iprom2		Iprom2		Iprom2		Iprom2		Iprom1	
	1480.59 cm4		1469.42 cm4		1469.42 cm4		1469.42 cm4		1595.89 cm4		2272.04 cm4	

FLECHA INMEDIATA



Limites de flecha :

	V1	V2	V3	V4	V4	V4
	1.61 cm	1.56 cm	2.22 cm	2.03 cm	2.72 cm	3.11 cm
Δ CM:	0.21 cm	-0.03 cm	0.63 cm	0.13 cm	0.70 cm	1.51 cm
Δ CV:	0.05 cm	-0.01 cm	0.16 cm	0.07 cm	0.16 cm	0.38 cm
Δ(CM+CV):	0.26 cm	-0.03 cm	0.79 cm	0.20 cm	0.86 cm	1.88 cm
	✔	✔	✔	✔	✔	✔

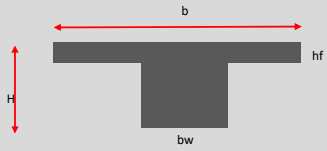
Fuente: Elaboración propia.

4.5.6 Diseño de losa aligerada bloque F

Tabla 90: Diseño de Losa Aligerada del Bloque F

DATOS LOSA ALIGERADA

SECCIÓN LOSA ALIGERADA



DATOS DE LA SECCIÓN		
b :	0.40	m
bw :	0.10	m
hf :	0.05	m
H :	0.20	m
r :	0.02	m
f'c :	210	kgf/cm2
fy :	4200	kgf/cm2
d :	0.17	m

Metrado de cargas.

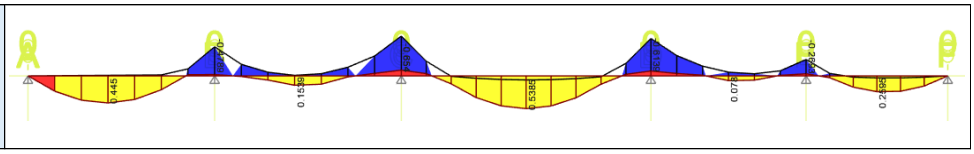
Peso de losa =	120 kgf/m2	CM =	160 kgf/m
Peso de acabados =	40 kgf/m2	CV =	40 kgf/m

Para Nudo :		Para Claro :	
base:	0.10 m	base:	0.40 m
d :	0.17 m	d :	0.17 m
p min :	0.0024	p min :	0.0024
p max :	0.0163	p max :	0.0163
As min :	0.84 cm2	As min :	0.42 cm2
As max:	2.82 cm2	As max:	11.29 cm2

Diseño por flexión

BLOQUE F

ENVOLVENTE



Momentos actuantes

Mu (-)	0.23 tonf.m	0.47 tonf.m	0.65 tonf.m	0.61 tonf.m	0.27 tonf.m	0.13 tonf.m
Mu (+)	0.45 tonf.m	0.15 tonf.m	0.54 tonf.m	0.07 tonf.m	0.26 tonf.m	

Cálculo de "a"

	0.83 cm	1.8 cm	2.5 cm	2.3 cm	1.0 cm	0.5 cm
	0.41 cm	0.13 cm	0.49 cm	0.06 cm	0.23 cm	

Cálculo de acero

As (-)	0.35 cm2	0.75 cm2	1.07 cm2	1.00 cm2	0.42 cm2	0.20 cm2
As (+)	0.69 cm2	0.23 cm2	0.83 cm2	0.11 cm2	0.40 cm2	

Acero mínimo

As (-)	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2
As (+)	0.42 cm2	0.42 cm2	0.42 cm2	0.42 cm2	0.42 cm2	0.42 cm2

Acero a evaluar

As (-)	0.84 cm2	0.84 cm2	1.07 cm2	1.00 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2
As (+)	0.69 cm2	0.42 cm2	0.83 cm2	0.42 cm2	0.42 cm2	

Barras de acero

As (-)	1 Φ 1/2	1 Φ 1/2	1 Φ 1/2	1 Φ 1/2	1 Φ 1/2	1 Φ 1/2
As (+)	1 Φ 3/8	1 Φ 3/8	1 Φ 3/8	1 Φ 3/8	1 Φ 3/8	
			1 Φ 3/8			

Acero por temperatura

p temp = 0.0018
As temp = 0.90 cm2

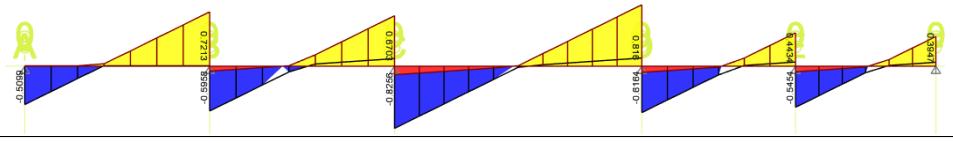
Usando 1 Φ 1/4
s = 35.6 cm

Smáx

1.- 5 hf = 25.0 cm
2.- 40.0 cm

Usar 1 Φ 1/4 @ 25 cm

Diseño por cortante



Cortante absorvida por el concreto

Vc = 1.47 tonf
ΦVc = 1.25 tonf

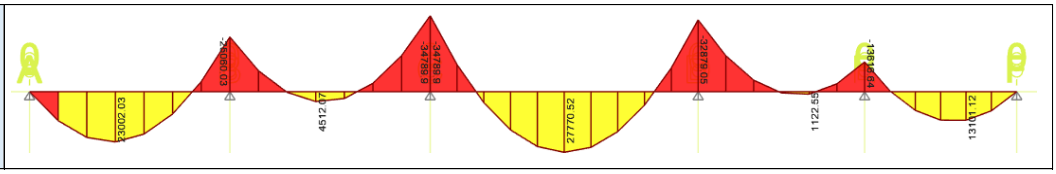
Vu < ΦVc

Diagrama de cortantes actuantes

0.72 tonf	0.67 tonf	0.82 tonf	0.44 tonf	0.40 tonf	
0.51 tonf	0.60 tonf	0.82 tonf	0.61 tonf	0.54 tonf	
OK	OK	OK	OK	OK	OK
OK	OK	OK	OK	OK	

Verificación de deflexiones

CM

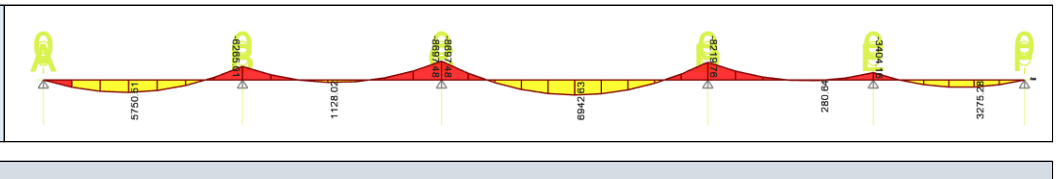


Datos analisis carga muerta

W cm = 1.60 Kgf/cm
E = 217370.65 Kgf/cm2

	A		B		C		D		E		F
	11501.00	2049.00	20490.00	29399.00	29399.00	27876.00	27876.00	10568.00	10568.00	6550.50	
	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	
L=	380.0 cm		L=	375.0 cm	L=	510.0 cm	L=	310.0 cm	L=	280.0 cm	

CV

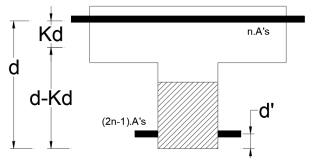


Datos analisis carga viva

W cv = 0.40 Kgf/cm
E = 217370.65 Kgf/cm2

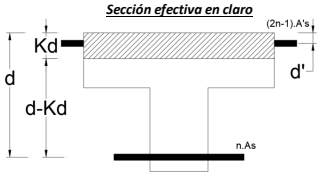
	A		B		C		D		E		F
	2875.00	5122.00	5122.00	7349.00	7349.00	6969.00	6969.00	2642.00	3404.00	1637.50	
	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	kgf.cm	
L=	380.0 cm		L=	375.0 cm	L=	510.0 cm	L=	310.0 cm	L=	280.0 cm	

Sección efectiva en Nudo



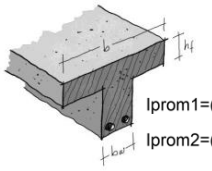
	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
As:	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27
A's:	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71
Kd :	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm	7.01 cm
d - kd :	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm	9.72 cm
Ie :	1435.89	1435.89	1435.89	1435.89	1435.48	1435.48	1435.89	1435.89	1435.89	1435.89
	cm4	cm4	cm4	cm4	cm4	cm4	cm4	cm4	cm4	cm4

Sección efectiva en claro



	cm2	cm2	cm2	cm2	cm2
As:	0.71	0.71	1.42	0.71	0.71
A's:	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Kd :	2.25 cm	2.25 cm	3.09 cm	2.25 cm	2.25 cm
d - kd :	14.79 cm	14.79 cm	13.95 cm	14.79 cm	14.79 cm
Ie :	1502.94	1502.94	2675.04	1502.94	1502.94
	cm4	cm4	cm4	cm4	cm4

INERCIA FINALES POR TRAMO

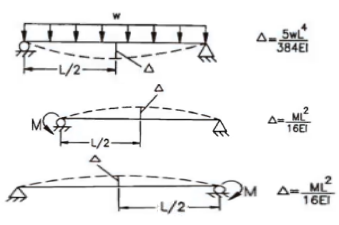


Iprom1=(Ie2+2*Ie3)/3

Iprom2=(Ie1+Ie2+2*Ie3)/4

	Ie1	Ie2	Ie1	Ie2	Ie1	Ie2	Ie1	Ie2	Ie1	Ie2
	1435.9 cm4	1435.9 cm4	1435.9 cm4	1435.9 cm4	1435.5 cm4	1435.5 cm4	1435.9 cm4	1435.9 cm4	1435.9 cm4	1435.9 cm4
	1502.94 cm4		1502.94 cm4		2675.04 cm4		1502.94 cm4		1502.94 cm4	
	Ie3		Ie3		Ie3		Ie3		Ie3	
	Iprom1		Iprom2		Iprom2		Iprom2		Iprom1	
	1480.59 cm4		1469.42 cm4		2055.26 cm4		1469.42 cm4		1480.59 cm4	

FLECHA INMEDIATA



Limites de flecha :

	V1	V2	V3	V4	V4
	2.11 cm	2.08 cm	2.83 cm	1.72 cm	1.56 cm
Δ CM:	0.97 cm	-0.08 cm	1.07 cm	-0.12 cm	0.14 cm
Δ CV:	0.11 cm	-0.02 cm	0.27 cm	-0.03 cm	0.02 cm
Δ(CM+CV):	1.08 cm	-0.10 cm	1.34 cm	-0.15 cm	0.16 cm
	✔	✔	✔	✔	✔

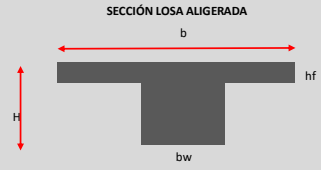
Fuente: Elaboración propia.

4.5.7 Diseño de losa aligerada bloque G

Tabla 91: Diseño de Losa Aligerada del Bloque G

DATOS LOSA ALIGERADA

SECCIÓN LOSA ALIGERADA



DATOS DE LA SECCIÓN		
b :	0.40	m
bw :	0.10	m
hf :	0.05	m
H :	0.20	m
r :	0.02	m
f'c :	210	kgf/cm2
fy :	4200	kgf/cm2
d :	0.17	m

Metrado de cargas.

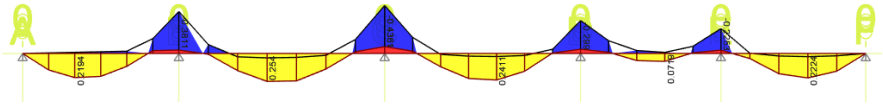
Peso de losa =	120 kgf/m2	CM =	160 kgf/m
Peso de acabados =	40 kgf/m2	CV =	40 kgf/m

Para Nudo :		Para Claro :	
base:	0.10 m	base:	0.40 m
d :	0.17 m	d :	0.17 m
p min :	0.0024	p min :	0.0024
p max :	0.0163	p max :	0.0163
As min :	0.84 cm2	As min :	0.42 cm2
As max:	2.82 cm2	As max:	11.29 cm2

Diseño por flexión

BLOQUE G

ENVOLVENTE



Momentos actuantes

Mu (-)	0.11 tonf.m	0.38 tonf.m	0.44 tonf.m	0.30 tonf.m	0.22 tonf.m	0.11 tonf.m
Mu (+)	0.22 tonf.m	0.25 tonf.m	0.24 tonf.m	0.07 tonf.m	0.22 tonf.m	

Cálculo de "a"

	0.40 cm	1.4 cm	1.7 cm	1.1 cm	0.8 cm	0.4 cm
	0.20 cm	0.23 cm	0.22 cm	0.06 cm	0.20 cm	

Cálculo de acero

As (-)	0.17 cm2	0.60 cm2	0.70 cm2	0.47 cm2	0.34 cm2	0.17 cm2
As (+)	0.34 cm2	0.38 cm2	0.37 cm2	0.11 cm2	0.34 cm2	

Acero mínimo

As (-)	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2
As (+)	0.42 cm2	0.42 cm2	0.42 cm2	0.42 cm2	0.42 cm2	

Acero a evaluar

As (-)	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2	0.84 cm2
As (+)	0.42 cm2	0.42 cm2	0.42 cm2	0.42 cm2	0.42 cm2	

Barras de acero

As (-)	1 Φ 1/2	1 Φ 1/2	1 Φ 1/2	1 Φ 1/2	1 Φ 1/2	1 Φ 1/2
As (+)	1 Φ 3/8	1 Φ 3/8	1 Φ 3/8	1 Φ 3/8	1 Φ 3/8	

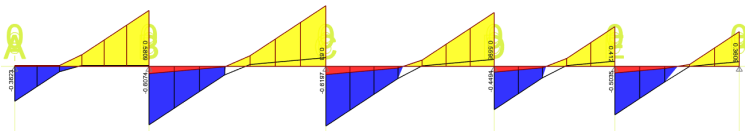
Acero por temperatura

p temp =	0.0018	Usando	1 Φ 1/4	*Smáx*	
As temp =	0.90 cm2	s =	35.6 cm	1.- 5 hf =	25.0 cm
				2.-	40.0 cm

Usar 1 Φ 1/4 @ 25 cm

Diseño por cortante

ENVOLVENTE



Cortante absorvida por el concreto

Vc =	1.47 tonf
ΦVc =	1.25 tonf

Diagrama de cortantes actuantes

	0.58 tonf	0.63 tonf	0.56 tonf	0.41 tonf	0.36 tonf
0.36 tonf	0.61 tonf	0.62 tonf	0.45 tonf	0.51 tonf	

	OK	OK	OK	OK	OK
OK	OK	OK	OK	OK	

Vu < ΦVc

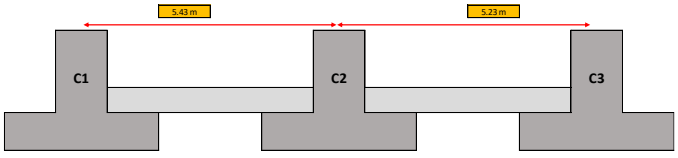
Fuente: Elaboración propia.

4.6 Diseño de cimentación

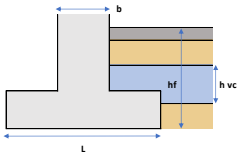
4.6.1 Diseño de cimentación Bloque A

Tabla 92: Diseño de Cimentación del Bloque A

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE A EJE A



C1			C2			C3		
b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m
h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m
PD=	4.71	Tnf	PD=	8.88	Tnf	PD=	4.47	Tnf
PL=	0.51	Tnf	PL=	1.27	Tnf	PL=	0.47	Tnf
Dirección Longitudinal			**Dirección Longitudinal**			**Dirección Longitudinal**		
MD=	0.76	Tnf-m	MD=	-0.16	Tnf-m	MD=	-0.72	Tnf-m
ML=	0.13	Tnf-m	ML=	-0.03	Tnf-m	ML=	-0.13	Tnf-m
MS=	2.55	Tnf-m	MS=	3.00	Tnf-m	MS=	2.58	Tnf-m
PS=	0.63	Tnf	PS=	0.06	Tnf	PS=	-0.69	Tnf
Dirección Transversal			**Dirección Transversal**			**Dirección Transversal**		
MD=	-0.13	Tnf-m	MD=	-0.11	Tnf-m	MD=	-0.13	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.86	Tnf	PS=	-0.88	Tnf	PS=	-0.92	Tnf



DATOS

σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
hf =	1.35	m
S/C=	400.00	kg/m2

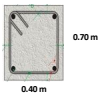
1. Calculo del esfuerzo neto del suelo:

a. Cuando no hay sismo:	6.20	Tnf/m2
SAFE:	8.75	Tnf/m2
b. Cuando hay sismo:	8.99	Tnf/m2
SAFE:	10.82	Tnf/m2

2. Dimensionamiento de la viga de cimentación

h = 0.73 m <> 0.70 m

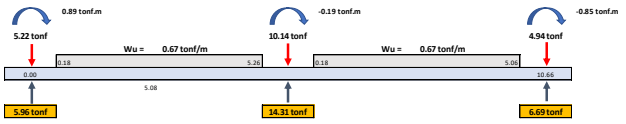
b = 0.40 m <> 0.40 m



3. Dimensionamiento:

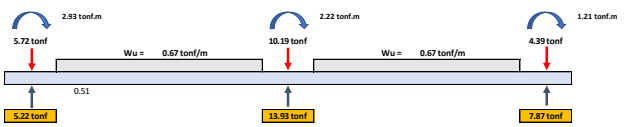
Dimensionamiento Z1			*Dimensionamiento Z2*			*Dimensionamiento Z3*		
L=	1.20	m	L=	1.60	m	L=	1.20	m
B=	1.20	m	B=	1.60	m	B=	1.20	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



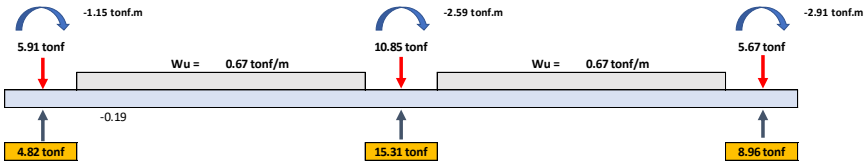
Zapata N1			*Zapata N2*			*Zapata N3*		
MT=	-0.13	Tnf-m	MT=	-0.11	Tnf-m	MT=	-0.13	Tnf-m
R2=	5.96	Tnf	R2=	14.31	Tnf	R2=	6.69	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***			***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***		
G1=	3.68	Tnf/m2	G1=	5.43	Tnf/m2	G1=	4.19	Tnf/m2
G2=	4.60	Tnf/m2	G2=	5.75	Tnf/m2	G2=	5.11	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1			*Zapata N2*			*Zapata N3*		
MT=	-0.13	Tnf-m	MT=	-0.11	Tnf-m	MT=	-0.13	Tnf-m
R2=	5.22	Tnf	R2=	13.93	Tnf	R2=	7.87	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***			***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***		
G1=	3.17	Tnf/m2	G1=	5.28	Tnf/m2	G1=	5.00	Tnf/m2
G2=	4.08	Tnf/m2	G2=	5.60	Tnf/m2	G2=	5.93	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:

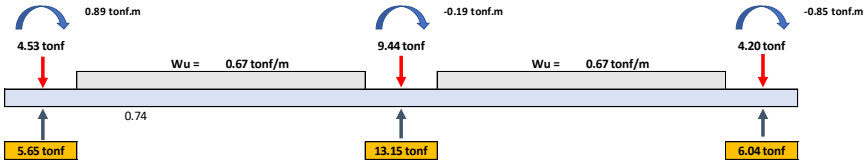


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.13	Tnf-m	MT=	-0.11	Tnf-m	MT=	-0.13	Tnf-m
R2=	4.82	Tnf	R2=	15.31	Tnf	R2=	8.96	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	2.89	Tnf/m2	G1=	5.82	Tnf/m2	G1=	5.76	Tnf/m2
G2=	3.81	Tnf/m2	G2=	6.14	Tnf/m2	G2=	6.68	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:

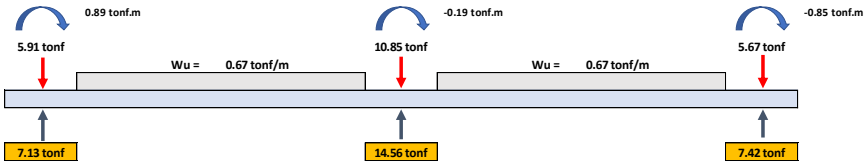


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.13	Tnf-m	MT=	-0.11	Tnf-m	MT=	-0.13	Tnf-m
R2=	5.65	Tnf	R2=	13.15	Tnf	R2=	6.04	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.46	Tnf/m2	G1=	4.98	Tnf/m2	G1=	3.73	Tnf/m2
G2=	4.38	Tnf/m2	G2=	5.30	Tnf/m2	G2=	4.66	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.13	Tnf-m	MT=	-0.11	Tnf-m	MT=	-0.13	Tnf-m
R2=	7.13	Tnf	R2=	14.56	Tnf	R2=	7.42	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.49	Tnf/m2	G1=	5.53	Tnf/m2	G1=	4.69	Tnf/m2
G2=	5.41	Tnf/m2	G2=	5.85	Tnf/m2	G2=	5.61	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negat		
P ultima =	7.39	Tnf	P ultima =	13.56	Tnf	P ultima =	7.09	Tnf
Mu long =	1.12	Tnf.m	Mu long =	-0.23	Tnf.m	Mu long =	-1.06	Tnf.m
Mu trans =	-0.17	Tnf.m	Mu trans =	-0.14	Tnf.m	Mu trans =	-0.17	Tnf.m
σud =	9.58	Tnf/m2	σud =	5.84	Tnf/m2	σud =	9.19	Tnf/m2

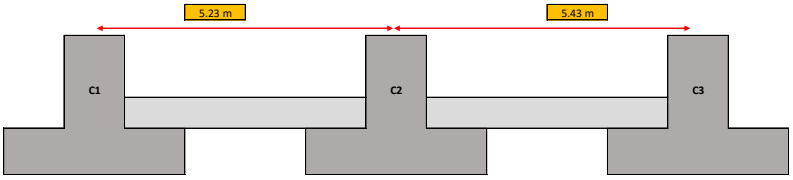
Longitudes Finales :

L=	1.20	m	L=	1.60	m	L=	1.20	m
B=	1.20	m	B=	1.60	m	B=	1.20	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	8.43	Tnf/m2	G1 =	4.76	Tnf/m2	G1 =	0.65	Tnf/m2
G2 =	0.68	Tnf/m2	G2 =	5.44	Tnf/m2	G2 =	8.04	Tnf/m2
G3 =	9.58	Tnf/m2	G3 =	5.16	Tnf/m2	G3 =	1.80	Tnf/m2
G4 =	1.83	Tnf/m2	G4 =	5.84	Tnf/m2	G4 =	9.19	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE A EJE B



b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	7.69	Tnf
PL=	1.08	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-1.21	Tnf-m
ML=	-0.26	Tnf-m
MS=	2.77	Tnf-m
PS=	-0.64	Tnf

Dirección Transversal

MD=	-0.07	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.40	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	15.43	Tnf
PL=	2.89	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-0.22	Tnf-m
ML=	-0.05	Tnf-m
MS=	3.22	Tnf-m
PS=	0.07	Tnf

Dirección Transversal

MD=	-0.06	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.46	Tnf

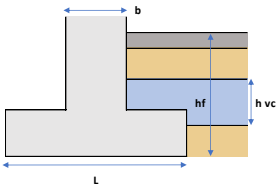
b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	8.15	Tnf
PL=	1.18	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	1.36	Tnf-m
ML=	0.30	Tnf-m
MS=	2.74	Tnf-m
PS=	0.58	Tnf

Dirección Transversal

MD=	-0.07	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.50	Tnf



DATOS

σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
hf =	1.35	m
S/C=	400.00	kg/m2

1. Calculo del esfuerzo neto del suelo:

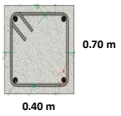
a. Cuando no hay sismo: 6.20 Tnf/m2

b. Cuando hay sismo: 8.99 Tnf/m2

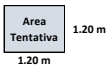
2. Dimensionamiento de la viga de cimentación

h = 0.73 m <> 0.70 m

b = 0.40 m <> 0.40 m

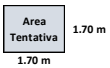


3. Dimensionamiento:



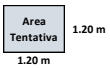
Dimensionamiento Z1

L=	1.50	m
B=	1.50	m



Dimensionamiento Z2

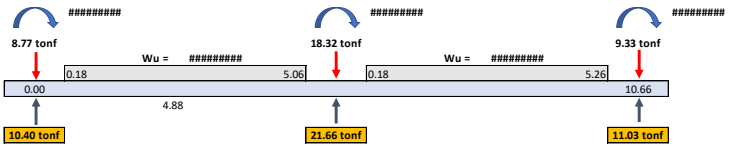
L=	2.00	m
B=	2.00	m



Dimensionamiento Z3

L=	1.50	m
B=	1.50	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	-0.07	Tnf-m
R2=	10.40	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.49	Tnf/m2
G2=	4.75	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.06	Tnf-m
R2=	21.66	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.37	Tnf/m2
G2=	5.46	Tnf/m2

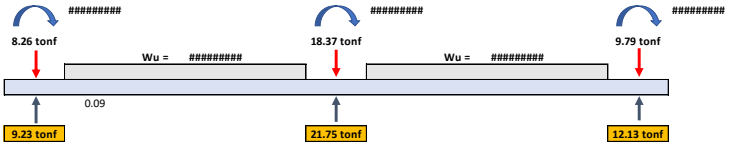
Zapata N3

MT=	-0.07	Tnf-m
R2=	11.03	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.77	Tnf/m2
G2=	5.03	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	-0.07	Tnf-m
R2=	9.23	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.97	Tnf/m2
G2=	4.23	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.06	Tnf-m
R2=	21.75	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.39	Tnf/m2
G2=	5.49	Tnf/m2

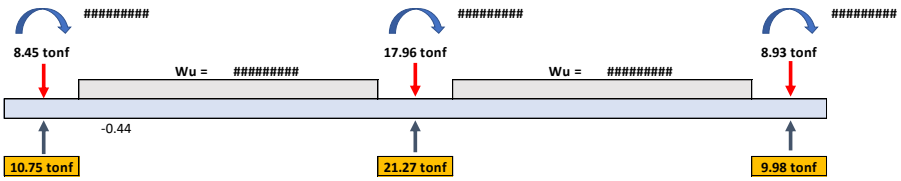
Zapata N3

MT=	-0.07	Tnf-m
R2=	12.13	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.26	Tnf/m2
G2=	5.52	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



Zapata N1

MT= -0.07 Tnf-m
R2= 10.75 Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.65	Tnf/m2
G2=	4.91	Tnf/m2

Zapata N2

MT= -0.06 Tnf-m
R2= 21.27 Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.27	Tnf/m2
G2=	5.37	Tnf/m2

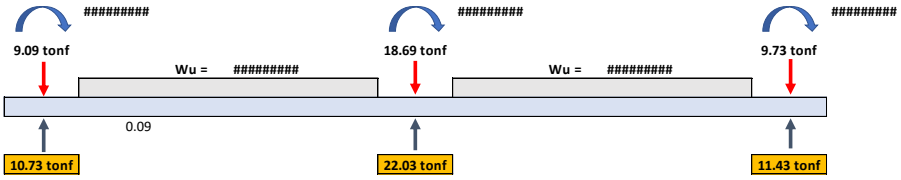
Zapata N3

MT= -0.07 Tnf-m
R2= 9.98 Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.31	Tnf/m2
G2=	4.56	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1

MT= -0.07 Tnf-m
R2= 10.73 Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.64	Tnf/m2
G2=	4.90	Tnf/m2

Zapata N2

MT= -0.06 Tnf-m
R2= 22.03 Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.46	Tnf/m2
G2=	5.56	Tnf/m2

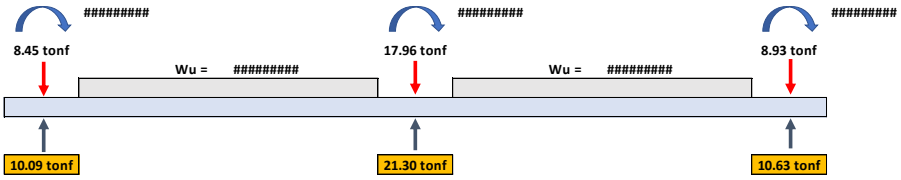
Zapata N3

MT= -0.07 Tnf-m
R2= 11.43 Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.95	Tnf/m2
G2=	5.21	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1

MT= -0.07 Tnf-m
R2= 10.09 Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.36	Tnf/m2
G2=	4.61	Tnf/m2

Zapata N2

MT= -0.06 Tnf-m
R2= 21.30 Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.28	Tnf/m2
G2=	5.37	Tnf/m2

Zapata N3

MT= -0.07 Tnf-m
R2= 10.63 Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.60	Tnf/m2
G2=	4.85	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima = 10.57 Tnf
Mu long = -1.84 Tnf.m
Mu trans = -0.09 Tnf.m

σud = 8.12 Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.50	m
B=	1.50	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	1.27	Tnf/m2
G2 =	7.80	Tnf/m2
G3 =	1.59	Tnf/m2
G4 =	8.12	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:

P ultima = 23.36 Tnf
Mu long = -0.33 Tnf.m
Mu trans = -0.08 Tnf.m

σud = 6.15 Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	2.00	m
B=	2.00	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	5.53	Tnf/m2
G2 =	6.03	Tnf/m2
G3 =	5.65	Tnf/m2
G4 =	6.15	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transvel

P ultima = 11.16 Tnf
Mu long = 2.07 Tnf.m
Mu trans = -0.09 Tnf.m

σud = 8.80 Tnf/m2

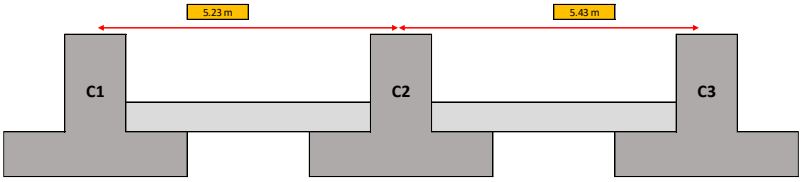
Longitudes Finales :

L=	1.50	m
B=	1.50	m

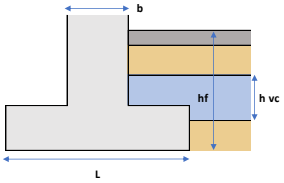
Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	8.48	Tnf/m2
G2 =	1.12	Tnf/m2
G3 =	8.80	Tnf/m2
G4 =	1.44	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE A EJE B



C1			C2			C3		
b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m
h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m
PD=	7.69	Tnf	PD=	15.43	Tnf	PD=	8.15	Tnf
PL=	1.08	Tnf	PL=	2.89	Tnf	PL=	1.18	Tnf
Dirección Longitudinal			**Dirección Longitudinal**			**Dirección Longitudinal**		
MD=	-1.21	Tnf-m	MD=	-0.22	Tnf-m	MD=	1.36	Tnf-m
ML=	-0.26	Tnf-m	ML=	-0.05	Tnf-m	ML=	0.30	Tnf-m
MS=	2.77	Tnf-m	MS=	3.22	Tnf-m	MS=	2.74	Tnf-m
PS=	-0.64	Tnf	PS=	0.07	Tnf	PS=	0.58	Tnf
Dirección Transversal			**Dirección Transversal**			**Dirección Transversal**		
MD=	-0.07	Tnf-m	MD=	-0.06	Tnf-m	MD=	-0.07	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.40	Tnf	PS=	0.46	Tnf	PS=	0.50	Tnf



DATOS

σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
hf =	1.35	m
S/C=	400.00	kg/m2

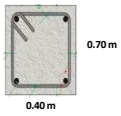
1. Calculo del esfuerzo neto del suelo:

a. Cuando no hay sismo:	6.20 Tnf/m2
b. Cuando hay sismo:	8.99 Tnf/m2

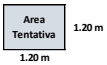
2. Dimensionamiento de la viga de cimentación

h = 0.73 m <> **0.70 m**

b = 0.40 m <> **0.40 m**

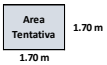


3. Dimensionamiento:



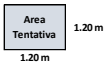
Dimensionamiento Z1

L=	1.50	m
B=	1.50	m



Dimensionamiento Z2

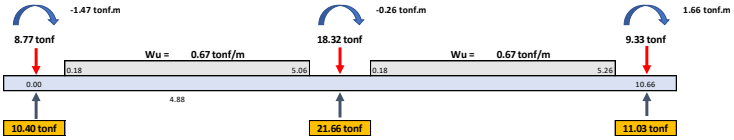
L=	2.00	m
B=	2.00	m



Dimensionamiento Z3

L=	1.50	m
B=	1.50	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	-0.07	Tnf-m
R2=	10.40	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.49	Tnf/m2
G2=	4.75	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.06	Tnf-m
R2=	21.66	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.37	Tnf/m2
G2=	5.46	Tnf/m2

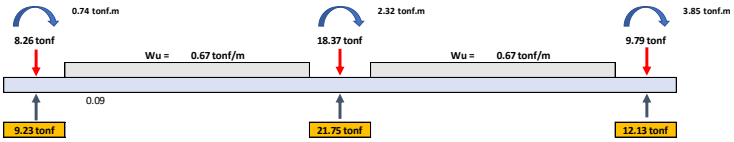
Zapata N3

MT=	-0.07	Tnf-m
R2=	11.03	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.77	Tnf/m2
G2=	5.03	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	-0.07	Tnf-m
R2=	9.23	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.97	Tnf/m2
G2=	4.23	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.06	Tnf-m
R2=	21.75	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.39	Tnf/m2
G2=	5.49	Tnf/m2

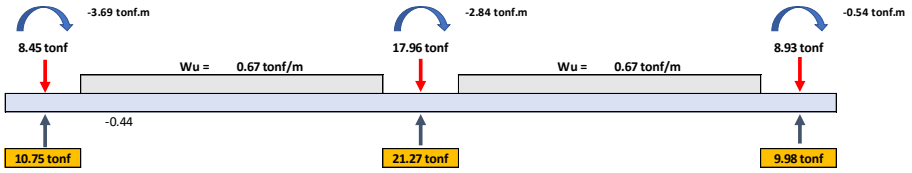
Zapata N3

MT=	-0.07	Tnf-m
R2=	12.13	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.26	Tnf/m2
G2=	5.52	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



Zapata N1

MT=	-0.07	Tnf-m
R2=	10.75	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.65	Tnf/m2
G2=	4.91	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.06	Tnf-m
R2=	21.27	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.27	Tnf/m2
G2=	5.37	Tnf/m2

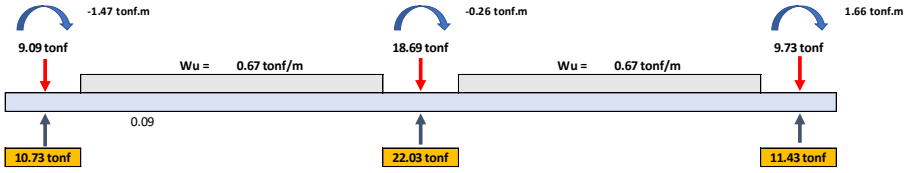
Zapata N3

MT=	-0.07	Tnf-m
R2=	9.98	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.31	Tnf/m2
G2=	4.56	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1

MT=	-0.07	Tnf-m
R2=	10.73	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.64	Tnf/m2
G2=	4.90	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.06	Tnf-m
R2=	22.03	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.46	Tnf/m2
G2=	5.56	Tnf/m2

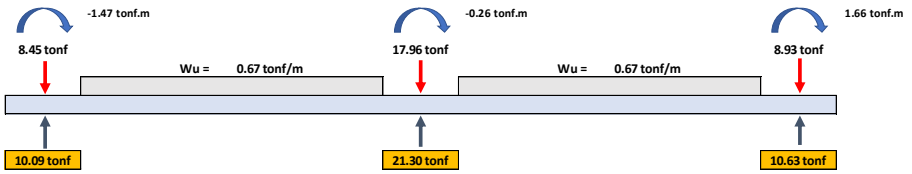
Zapata N3

MT=	-0.07	Tnf-m
R2=	11.43	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.95	Tnf/m2
G2=	5.21	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1

MT=	-0.07	Tnf-m
R2=	10.09	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.36	Tnf/m2
G2=	4.61	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.06	Tnf-m
R2=	21.30	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.28	Tnf/m2
G2=	5.37	Tnf/m2

Zapata N3

MT=	-0.07	Tnf-m
R2=	10.63	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.60	Tnf/m2
G2=	4.85	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima =	10.57	Tnf
Mu long =	-1.84	Tnf.m
Mu trans =	-0.09	Tnf.m
σud =	8.12	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.50	m
B=	1.50	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	1.27	Tnf/m2
G2 =	7.80	Tnf/m2
G3 =	1.59	Tnf/m2
G4 =	8.12	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:

P ultima =	23.36	Tnf
Mu long =	-0.33	Tnf.m
Mu trans =	-0.08	Tnf.m
σud =	6.15	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	2.00	m
B=	2.00	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	5.53	Tnf/m2
G2 =	6.03	Tnf/m2
G3 =	5.65	Tnf/m2
G4 =	6.15	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negat

P ultima =	11.16	Tnf
Mu long =	2.07	Tnf.m
Mu trans =	-0.09	Tnf.m
σud =	8.80	Tnf/m2

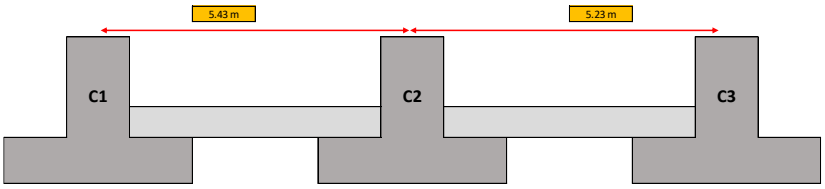
Longitudes Finales :

L=	1.50	m
B=	1.50	m

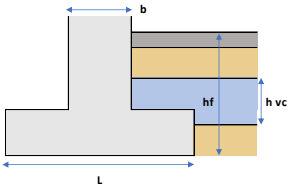
Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	8.48	Tnf/m2
G2 =	1.12	Tnf/m2
G3 =	8.80	Tnf/m2
G4 =	1.44	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE A EJE C



C1			C2			C3		
b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m
h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m
PD=	8.56	Tnf	PD=	16.37	Tnf	PD=	8.07	Tnf
PL=	1.27	Tnf	PL=	3.12	Tnf	PL=	1.16	Tnf
Dirección Longitudinal			**Dirección Longitudinal**			**Dirección Longitudinal**		
MD=	1.47	Tnf-m	MD=	-0.23	Tnf-m	MD=	-1.30	Tnf-m
ML=	0.32	Tnf-m	ML=	-0.05	Tnf-m	ML=	-0.28	Tnf-m
MS=	2.99	Tnf-m	MS=	3.52	Tnf-m	MS=	3.02	Tnf-m
PS=	0.67	Tnf	PS=	0.07	Tnf	PS=	-0.74	Tnf
Dirección Transversal			**Dirección Transversal**			**Dirección Transversal**		
MD=	0.03	Tnf-m	MD=	0.02	Tnf-m	MD=	0.03	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.12	Tnf	PS=	-0.13	Tnf	PS=	-0.14	Tnf



DATOS

σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
hf =	1.35	m
S/C=	400.00	kg/m2

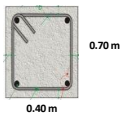
1. Calculo del esfuerzo neto del suelo:

a. Cuando no hay sismo:	6.20	Tnf/m2
SAFE:	8.75	Tnf/m2
b. Cuando hay sismo:	8.99	Tnf/m2
SAFE:	10.82	Tnf/m2

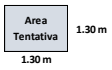
2. Dimensionamiento de la viga de cimentación

h = 0.73 m <> 0.70 m

b = 0.40 m <> 0.40 m

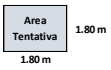


3. Dimensionamiento:



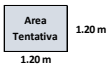
Dimensionamiento Z1

L=	1.50	m
B=	1.50	m



Dimensionamiento Z2

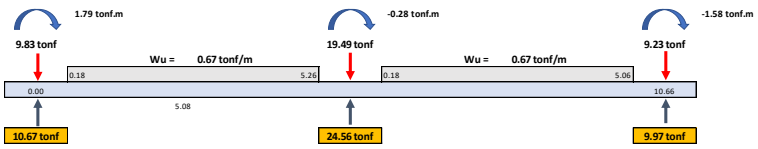
L=	2.00	m
B=	2.00	m



Dimensionamiento Z3

L=	1.50	m
B=	1.50	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	10.67	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.81	Tnf/m2
G2=	4.68	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.02	Tnf-m
R2=	24.56	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	6.16	Tnf/m2
G2=	6.12	Tnf/m2

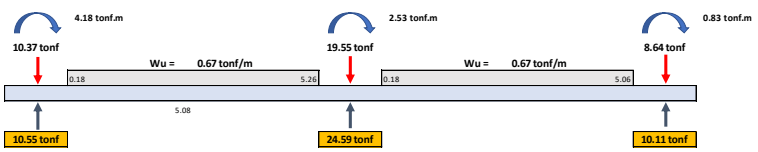
Zapata N3

MT=	0.03	Tnf-m
R2=	9.97	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.49	Tnf/m2
G2=	4.37	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	10.55	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.75	Tnf/m2
G2=	4.63	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.02	Tnf-m
R2=	24.59	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	6.17	Tnf/m2
G2=	6.13	Tnf/m2

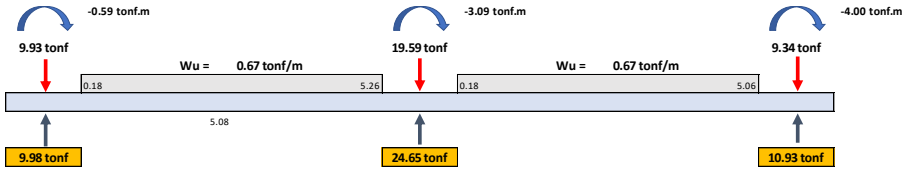
Zapata N3

MT=	0.03	Tnf-m
R2=	10.11	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.55	Tnf/m2
G2=	4.43	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



Zapata N1

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	9.98	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.50	Tnf/m2
G2=	4.37	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.02	Tnf-m
R2=	24.65	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	6.18	Tnf/m2
G2=	6.14	Tnf/m2

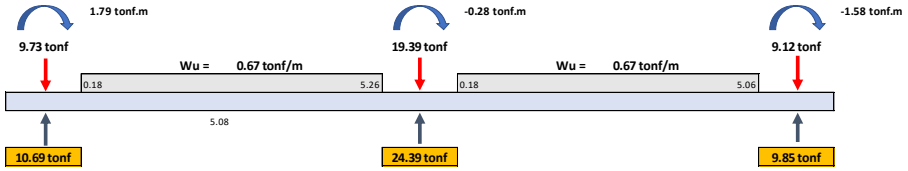
Zapata N3

MT=	0.03	Tnf-m
R2=	10.93	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.92	Tnf/m2
G2=	4.80	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	10.69	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.82	Tnf/m2
G2=	4.69	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.02	Tnf-m
R2=	24.39	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	6.12	Tnf/m2
G2=	6.08	Tnf/m2

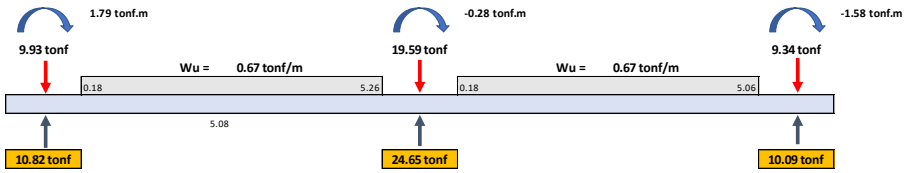
Zapata N3

MT=	0.03	Tnf-m
R2=	9.85	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.44	Tnf/m2
G2=	4.32	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	10.82	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.87	Tnf/m2
G2=	4.75	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.02	Tnf-m
R2=	24.65	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	6.18	Tnf/m2
G2=	6.14	Tnf/m2

Zapata N3

MT=	0.03	Tnf-m
R2=	10.09	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.54	Tnf/m2
G2=	4.42	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima =	12.41	Tnf
Mu long =	2.24	Tnf.m
Mu trans =	0.04	Tnf.m
σud =	9.58	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.50	m
B=	1.50	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	9.58	Tnf/m2
G2 =	1.61	Tnf/m2
G3 =	9.43	Tnf/m2
G4 =	1.45	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:

P ultima =	24.29	Tnf
Mu long =	-3.86	Tnf.m
Mu trans =	0.03	Tnf.m
σud =	8.99	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	2.00	m
B=	2.00	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	3.20	Tnf/m2
G2 =	8.99	Tnf/m2
G3 =	3.15	Tnf/m2
G4 =	8.95	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo longitudinal nega

P ultima =	12.28	Tnf
Mu long =	-5.00	Tnf.m
Mu trans =	0.04	Tnf.m
σud =	14.42	Tnf/m2

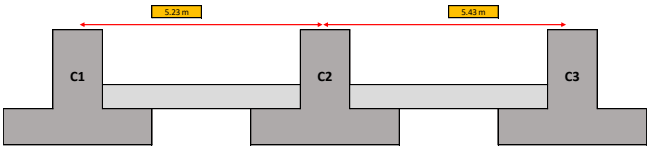
Longitudes Finales :

L=	1.50	m
B=	1.50	m

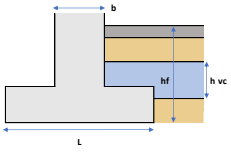
Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	-3.35	Tnf/m2
G2 =	14.42	Tnf/m2
G3 =	-3.50	Tnf/m2
G4 =	14.26	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE A EJE D



C1			C2			C3		
b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m
h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m
PD=	7.59	Tnf	PD=	15.44	Tnf	PD=	8.05	Tnf
PL=	1.09	Tnf	PL=	2.91	Tnf	PL=	1.19	Tnf
Dirección Longitudinal			**Dirección Longitudinal**			**Dirección Longitudinal**		
MD=	-1.23	Tnf-m	MD=	-0.22	Tnf-m	MD=	1.39	Tnf-m
ML=	-0.27	Tnf-m	ML=	-0.05	Tnf-m	ML=	0.30	Tnf-m
MS=	3.24	Tnf-m	MS=	3.78	Tnf-m	MS=	3.21	Tnf-m
PS=	-0.79	Tnf	PS=	0.08	Tnf	PS=	0.71	Tnf
Dirección Transversal			**Dirección Transversal**			**Dirección Transversal**		
MD=	0.00	Tnf-m	MD=	0.00	Tnf-m	MD=	0.00	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.02	Tnf	PS=	0.01	Tnf	PS=	0.00	Tnf



DATOS

σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
hf =	1.35	m
S/C=	400.00	kg/m2

1. Calculo del esfuerzo neto del suelo:

a. Cuando no hay sismo: 6.20 Tnf/m2
SAFE: 8.75 Tnf/m2

b. Cuando hay sismo: 8.99 Tnf/m2
SAFE: 10.82 Tnf/m2

2. Dimensionamiento de la viga de cimentación

h = 0.73 m <> 0.70 m
b = 0.40 m <> 0.40 m

3. Dimensionamiento:

Dimensionamiento Z1

L=	1.50	m
B=	1.50	m

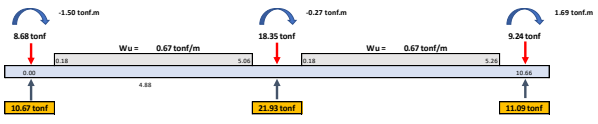
Dimensionamiento Z2

L=	2.00	m
B=	2.00	m

Dimensionamiento Z3

L=	1.50	m
B=	1.50	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	0.00	Tnf-m
R2=	10.67	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.74	Tnf/m2
G2=	4.74	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.00	Tnf-m
R2=	21.93	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.48	Tnf/m2
G2=	5.48	Tnf/m2

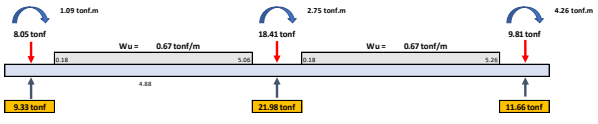
Zapata N3

MT=	0.00	Tnf-m
R2=	11.09	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.93	Tnf/m2
G2=	4.93	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	0.00	Tnf-m
R2=	9.33	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.14	Tnf/m2
G2=	4.15	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.00	Tnf-m
R2=	21.98	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.49	Tnf/m2
G2=	5.50	Tnf/m2

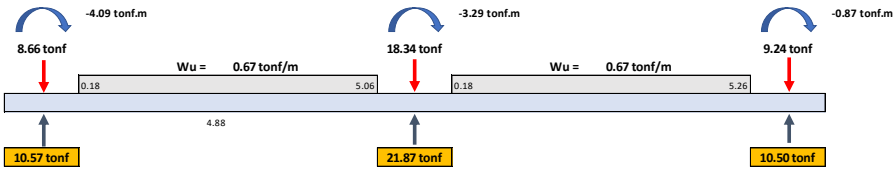
Zapata N3

MT=	0.00	Tnf-m
R2=	11.66	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

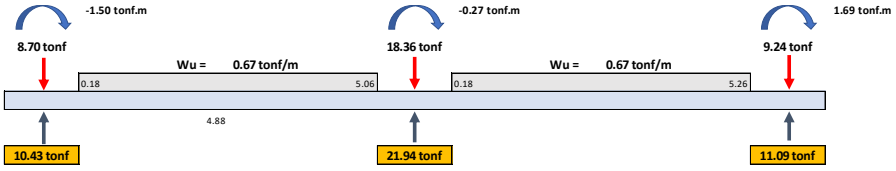
G1=	5.18	Tnf/m2
G2=	5.18	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



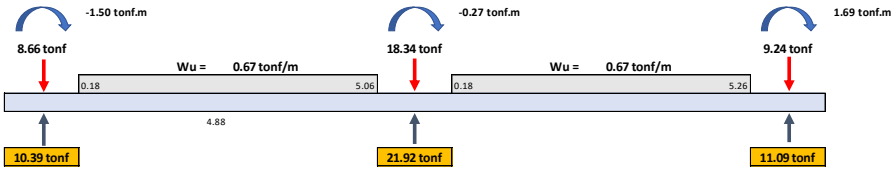
Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m
R2=	10.57	Tnf	R2=	21.87	Tnf	R2=	10.50	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	4.70	Tnf/m2	G1=	5.47	Tnf/m2	G1=	4.67	Tnf/m2
G2=	4.70	Tnf/m2	G2=	5.47	Tnf/m2	G2=	4.67	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m
R2=	10.43	Tnf	R2=	21.94	Tnf	R2=	11.09	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	4.63	Tnf/m2	G1=	5.48	Tnf/m2	G1=	4.93	Tnf/m2
G2=	4.64	Tnf/m2	G2=	5.49	Tnf/m2	G2=	4.93	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

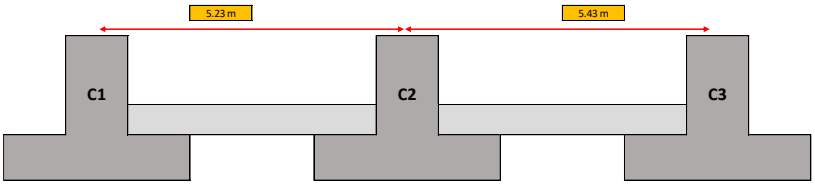


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m
R2=	10.39	Tnf	R2=	21.92	Tnf	R2=	11.09	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	4.62	Tnf/m2	G1=	5.48	Tnf/m2	G1=	4.93	Tnf/m2
G2=	4.62	Tnf/m2	G2=	5.48	Tnf/m2	G2=	4.93	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negat		
P ultima =	10.83	Tnf	P ultima =	22.93	Tnf	P ultima =	11.55	Tnf
Mu long =	-1.87	Tnf.m	Mu long =	-0.34	Tnf.m	Mu long =	2.11	Tnf.m
Mu trans =	0.00	Tnf.m	Mu trans =	0.00	Tnf.m	Mu trans =	0.00	Tnf.m
σud =	8.15	Tnf/m2	σud =	5.99	Tnf/m2	σud =	8.89	Tnf/m2
Longitudes Finales :			Longitudes Finales :			Longitudes Finales :		
L=	1.50	m	L=	2.00	m	L=	1.50	m
B=	1.50	m	B=	2.00	m	B=	1.50	m
Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación		
G1 =	1.48	Tnf/m2	G1 =	5.48	Tnf/m2	G1 =	8.89	Tnf/m2
G2 =	8.14	Tnf/m2	G2 =	5.98	Tnf/m2	G2 =	1.37	Tnf/m2
G3 =	1.48	Tnf/m2	G3 =	5.48	Tnf/m2	G3 =	8.89	Tnf/m2
G4 =	8.15	Tnf/m2	G4 =	5.99	Tnf/m2	G4 =	1.38	Tnf/m2

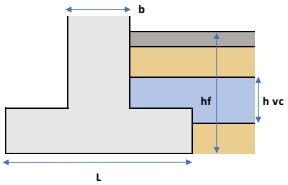
DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE A EJE E



b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	7.70	Tnf
PL=	1.09	Tnf
Dirección Longitudinal		
MD=	-1.22	Tnf-m
ML=	-0.26	Tnf-m
MS=	3.46	Tnf-m
PS=	-0.85	Tnf
Dirección Transversal		
MD=	-0.04	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.09	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	15.47	Tnf
PL=	2.90	Tnf
Dirección Longitudinal		
MD=	-0.22	Tnf-m
ML=	-0.05	Tnf-m
MS=	4.03	Tnf-m
PS=	0.08	Tnf
Dirección Transversal		
MD=	-0.03	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.14	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	8.16	Tnf
PL=	1.19	Tnf
Dirección Longitudinal		
MD=	1.37	Tnf-m
ML=	0.30	Tnf-m
MS=	3.42	Tnf-m
PS=	0.77	Tnf
Dirección Transversal		
MD=	-0.04	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.17	Tnf



DATOS

at o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
hf =	1.35	m
S/C=	400.00	kg/m2

1. Calculo del esfuerzo neto del suelo:

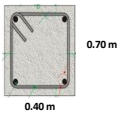
a. Cuando no hay sismo: 6.20 Tnf/m2
SAFE: 8.75 Tnf/m2

b. Cuando hay sismo: 8.99 Tnf/m2
SAFE: 10.82 Tnf/m2

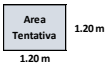
2. Dimensionamiento de la viga de cimentación

h = 0.73 m <> 0.70 m

b = 0.40 m <> 0.40 m

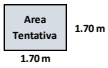


3. Dimensionamiento:



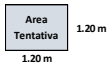
Dimensionamiento Z1

L=	1.50	m
B=	1.50	m



Dimensionamiento Z2

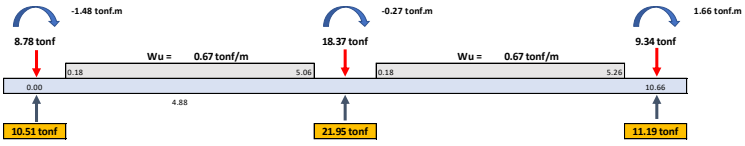
L=	2.00	m
B=	2.00	m



Dimensionamiento Z3

L=	1.50	m
B=	1.50	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	10.51	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.61	Tnf/m2
G2=	4.74	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.02	Tnf-m
R2=	21.95	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.47	Tnf/m2
G2=	5.51	Tnf/m2

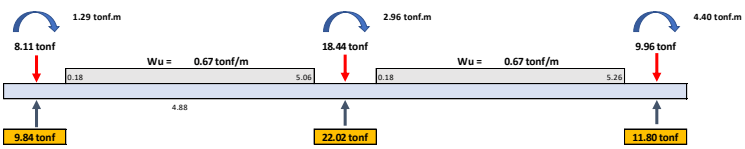
Zapata N3

MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	11.19	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.91	Tnf/m2
G2=	5.04	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	9.84	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.31	Tnf/m2
G2=	4.44	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.02	Tnf-m
R2=	22.02	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.49	Tnf/m2
G2=	5.52	Tnf/m2

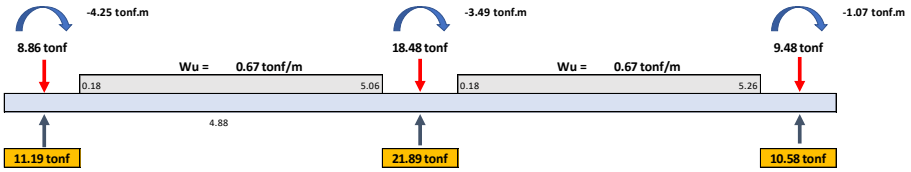
Zapata N3

MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	11.80	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.18	Tnf/m2
G2=	5.31	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



Zapata N1

MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	11.19	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.91	Tnf/m2
G2=	5.04	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.02	Tnf-m
R2=	21.89	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.45	Tnf/m2
G2=	5.49	Tnf/m2

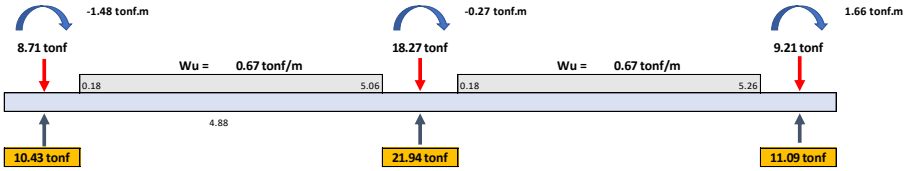
Zapata N3

MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	10.58	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.64	Tnf/m2
G2=	4.77	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1

MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	10.43	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.57	Tnf/m2
G2=	4.70	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.02	Tnf-m
R2=	21.94	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.47	Tnf/m2
G2=	5.50	Tnf/m2

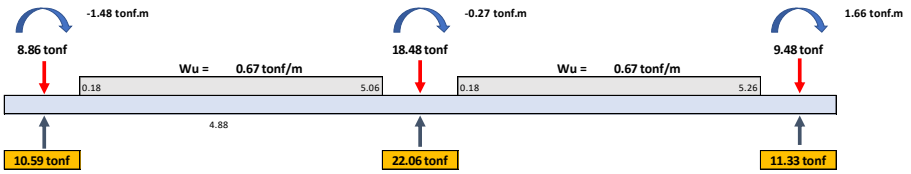
Zapata N3

MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	11.09	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.87	Tnf/m2
G2=	4.99	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1

MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	10.59	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.64	Tnf/m2
G2=	4.77	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.02	Tnf-m
R2=	22.06	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.50	Tnf/m2
G2=	5.53	Tnf/m2

Zapata N3

MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	11.33	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.97	Tnf/m2
G2=	5.10	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima =	11.07	Tnf
Mu long =	-1.85	Tnf.m
Mu trans =	-0.05	Tnf.m
σud =	8.29	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.50	m
B=	1.50	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	1.55	Tnf/m2
G2 =	8.13	Tnf/m2
G3 =	1.71	Tnf/m2
G4 =	8.29	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima =	23.10	Tnf
Mu long =	-0.33	Tnf.m
Mu trans =	-0.03	Tnf.m
σud =	6.05	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	2.00	m
B=	2.00	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	5.50	Tnf/m2
G2 =	6.00	Tnf/m2
G3 =	5.55	Tnf/m2
G4 =	6.05	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negat

P ultima =	11.85	Tnf
Mu long =	2.08	Tnf.m
Mu trans =	-0.04	Tnf.m
σud =	9.04	Tnf/m2

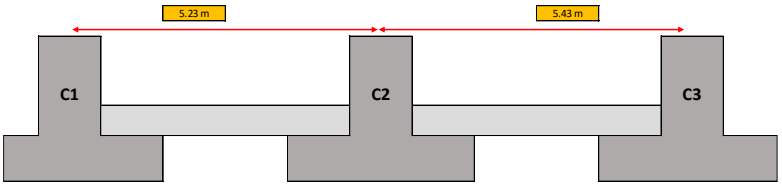
Longitudes Finales :

L=	1.50	m
B=	1.50	m

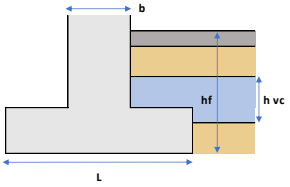
Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	8.88	Tnf/m2
G2 =	1.49	Tnf/m2
G3 =	9.04	Tnf/m2
G4 =	1.65	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE A EJE F



C1			C2			C3		
b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m
h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m
PD=	7.70	Tnf	PD=	15.47	Tnf	PD=	8.16	Tnf
PL=	1.09	Tnf	PL=	2.90	Tnf	PL=	1.19	Tnf
Dirección Longitudinal			**Dirección Longitudinal**			**Dirección Longitudinal**		
MD=	-1.22	Tnf-m	MD=	-0.22	Tnf-m	MD=	1.37	Tnf-m
ML=	-0.26	Tnf-m	ML=	-0.05	Tnf-m	ML=	0.30	Tnf-m
MS=	3.46	Tnf-m	MS=	4.03	Tnf-m	MS=	3.42	Tnf-m
PS=	-0.85	Tnf	PS=	0.08	Tnf	PS=	0.77	Tnf
Dirección Transversal			**Dirección Transversal**			**Dirección Transversal**		
MD=	-0.04	Tnf-m	MD=	-0.03	Tnf-m	MD=	-0.04	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.09	Tnf	PS=	-0.14	Tnf	PS=	-0.17	Tnf



DATOS

σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
hf =	1.35	m
S/C=	400.00	kg/m2

1. Calculo del esfuerzo neto del suelo:

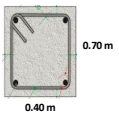
a. Cuando no hay sismo: 6.20 Tnf/m2
SAFE: 8.75 Tnf/m2

b. Cuando hay sismo: 8.99 Tnf/m2
SAFE: 10.82 Tnf/m2

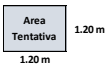
2. Dimensionamiento de la viga de cimentación

h = 0.73 m <> 0.70 m

b = 0.40 m <> 0.40 m

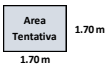


3. Dimensionamiento:



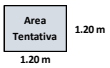
Dimensionamiento Z1

L=	1.50	m
B=	1.50	m



Dimensionamiento Z2

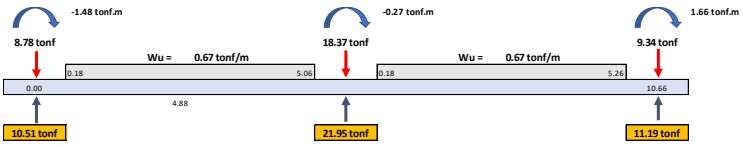
L=	2.00	m
B=	2.00	m



Dimensionamiento Z3

L=	1.50	m
B=	1.50	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	10.51	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.61	Tnf/m2
G2=	4.74	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.02	Tnf-m
R2=	21.95	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.47	Tnf/m2
G2=	5.51	Tnf/m2

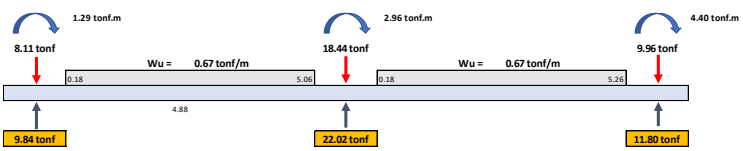
Zapata N3

MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	11.19	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.91	Tnf/m2
G2=	5.04	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	9.84	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.31	Tnf/m2
G2=	4.44	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.02	Tnf-m
R2=	22.02	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.49	Tnf/m2
G2=	5.52	Tnf/m2

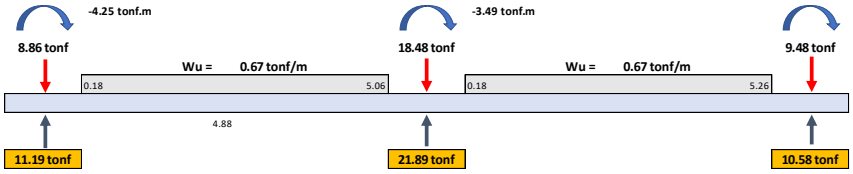
Zapata N3

MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	11.80	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

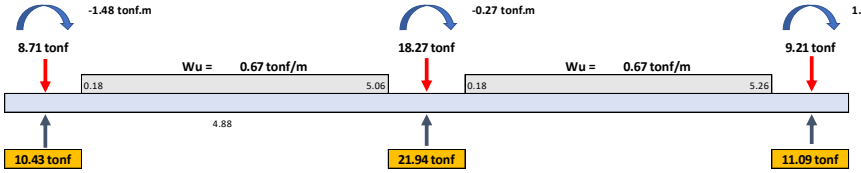
G1=	5.18	Tnf/m2
G2=	5.31	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



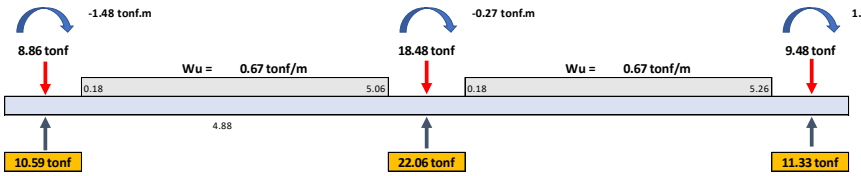
Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.04	Tnf-m	MT=	-0.02	Tnf-m	MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	11.19	Tnf	R2=	21.89	Tnf	R2=	10.58	Tnf
'erificación de Esfuerzos en el Suel			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	4.91	Tnf/m2	G1=	5.45	Tnf/m2	G1=	4.64	Tnf/m2
G2=	5.04	Tnf/m2	G2=	5.49	Tnf/m2	G2=	4.77	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.04	Tnf-m	MT=	-0.02	Tnf-m	MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	10.43	Tnf	R2=	21.94	Tnf	R2=	11.09	Tnf
'erificación de Esfuerzos en el Suel			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	4.57	Tnf/m2	G1=	5.47	Tnf/m2	G1=	4.87	Tnf/m2
G2=	4.70	Tnf/m2	G2=	5.50	Tnf/m2	G2=	4.99	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

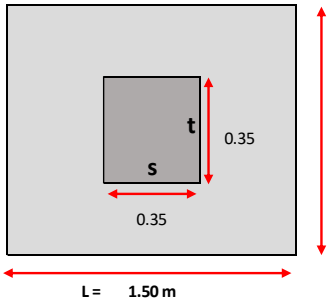


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.04	Tnf-m	MT=	-0.02	Tnf-m	MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	10.59	Tnf	R2=	22.06	Tnf	R2=	11.33	Tnf
'erificación de Esfuerzos en el Suel			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	4.64	Tnf/m2	G1=	5.50	Tnf/m2	G1=	4.97	Tnf/m2
G2=	4.77	Tnf/m2	G2=	5.53	Tnf/m2	G2=	5.10	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal neg		
ltima =	11.07	Tnf	P ultima =	23.10	Tnf	P ultima =	11.85	Tnf
ı long =	-1.85	Tnf.m	Mu long =	-0.33	Tnf.m	Mu long =	2.08	Tnf.m
trans =	-0.05	Tnf.m	Mu trans =	-0.03	Tnf.m	Mu trans =	-0.04	Tnf.m
σud =	8.29	Tnf/m2	σud =	6.05	Tnf/m2	σud =	9.04	Tnf/m2
Longitudes Finales :			Longitudes Finales :			Longitudes Finales :		
L=	1.50	m	L=	2.00	m	L=	1.50	m
B=	1.50	m	B=	2.00	m	B=	1.50	m
Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación		
G1 =	1.55	Tnf/m2	G1 =	5.50	Tnf/m2	G1 =	8.88	Tnf/m2
G2 =	8.13	Tnf/m2	G2 =	6.00	Tnf/m2	G2 =	1.49	Tnf/m2
G3 =	1.71	Tnf/m2	G3 =	5.55	Tnf/m2	G3 =	9.04	Tnf/m2
G4 =	8.29	Tnf/m2	G4 =	6.05	Tnf/m2	G4 =	1.65	Tnf/m2

5. Diseño de Zapata Z1



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	8.12 Tnf/m2
P ultima =	10.57 Tnf
Mu long =	-1.84 Tnf.m
Mu trans =	-0.09 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.58	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.50	m
I =	0.13	m4 * (hz^3)

0.07 ≤ hz

6.2. Otro caso:

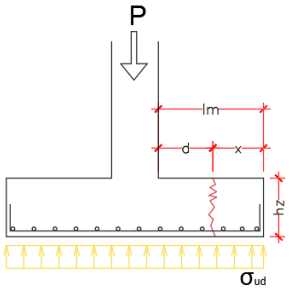
$$Lv/2 \leq hz$$

0.29 ≤ hz

USAR: **hz = 0.40 m**

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

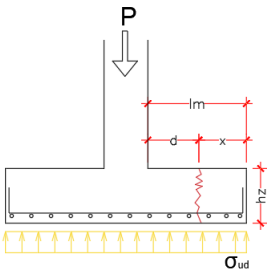
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.58 m
hz =	0.40 m
d =	0.34 m
x =	0.23 m
σud =	8.12 Tnf/m2
Vu =	2.82 Tnf
Ø Vc =	33.65 Tnf

Vu < ØVc

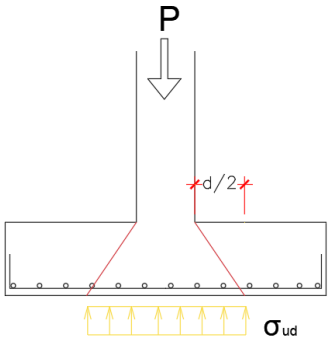
DIRECCION TRANSVERSAL



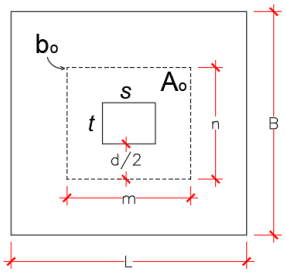
lm =	0.58 m
hz =	0.40 m
d =	0.33 m
x =	0.24 m
σud =	8.12 Tnf/m2
Vu =	2.97 Tnf
Ø Vc =	32.41 Tnf

Vu < ØVc

6.4.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



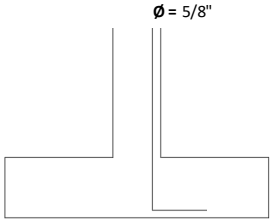
s =	0.35 m
t =	0.35 m
σud =	8.12 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.69 m
n =	0.69 m
bo =	2.77 m
Ao =	0.48 m2



dl =	0.34 m
dt =	0.33 m
d (min) =	0.33 m
Pu =	10.57 Tnf
Vup =	6.66 Tnf
ØVcp1 =	184.37 Tnf
ØVcp2 =	124.42 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

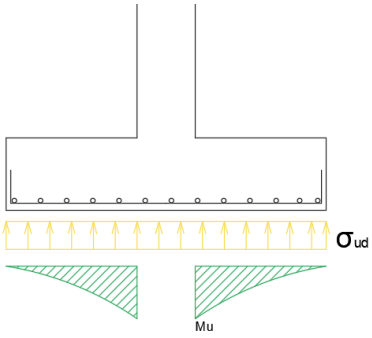


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.40 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



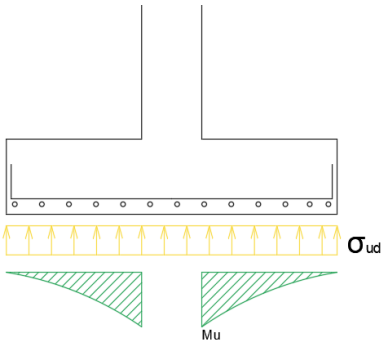
L =	1.50 m	Mu =	2.01 Tnf.m
B =	1.50 m	b =	1.50 m
dl =	0.34 m	dL =	0.34 m
hz =	0.40 m		
Lv =	0.58 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	10.80 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	8.12 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	9
Wu =	12.19 Tnf/m		
		s =	17.50 cm
Mu =	2.01 Tnf.m	s =	17.50 cm

a	As
6.87	1.72
0.27	1.56
0.24	1.56

Usar :

Usar 1/2" @ 0.175 m

DIRECCION TRANSVERSAL



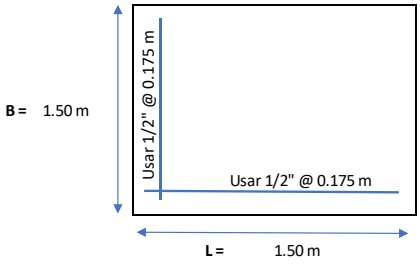
L =	1.50 m	Mu =	2.01 Tnf.m
B =	1.50 m	L =	1.50 m
dt =	0.33 m	dt =	0.33 m
hz =	0.40 m		
Lv =	0.58 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	10.80 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	8.12 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	9
Wu =	12.19 Tnf/m		
		s =	17.50 cm
Mu =	2.01 Tnf.m	s =	17.50 cm

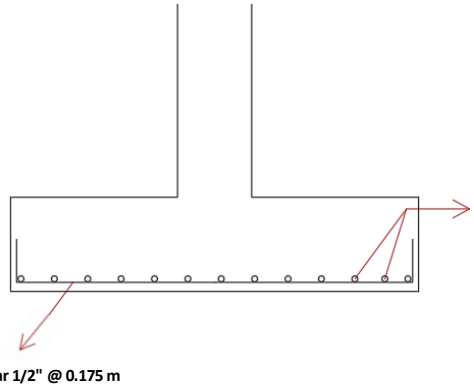
a	As
6.62	1.79
0.28	1.56
0.24	1.56

Usar :

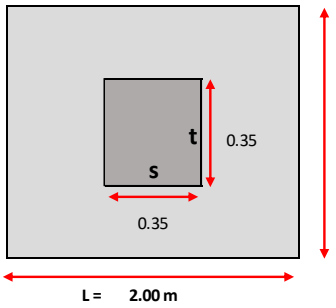
Usar 1/2" @ 0.175 m

9. Distribucción del Refuerzo:





5. Diseño de Zapata Z2



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	6.15 Tnf/m2
P ultima =	23.36 Tnf
Mu long =	-0.33 Tnf.m
Mu trans =	-0.08 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.83	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	2.00	m
I =	0.17	m4 * (hz^3)

0.12	≤	hz

6.2. Otro caso:

$$Lv/2 \leq hz$$

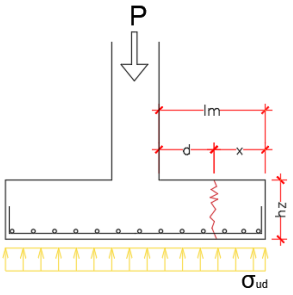
0.41	≤	hz

USAR:

hz =	0.40 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

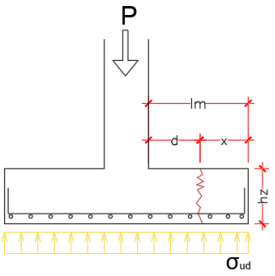
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.83 m
hz =	0.40 m
d =	0.34 m
x =	0.48 m
σud =	6.15 Tnf/m2
Vu =	5.92 Tnf
Ø Vc =	44.87 Tnf

Vu < ØVc

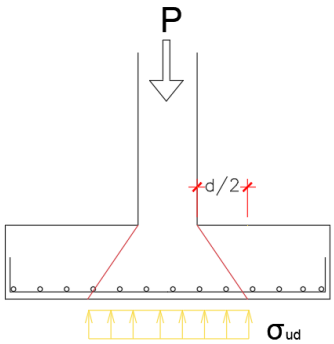
DIRECCION TRANSVERSAL



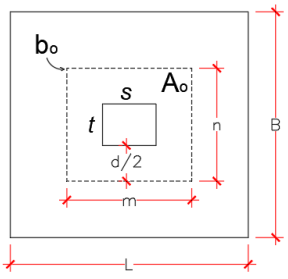
lm =	0.83 m
hz =	0.40 m
d =	0.33 m
x =	0.49 m
σud =	6.15 Tnf/m2
Vu =	6.07 Tnf
Ø Vc =	43.21 Tnf

Vu < ØVc

6.4.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



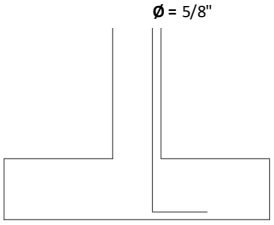
s =	0.35 m
t =	0.35 m
σud =	6.15 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.69 m
n =	0.69 m
bo =	2.77 m
Ao =	0.48 m2



dl =	0.34 m
dt =	0.33 m
d (min) =	0.33 m
Pu =	23.36 Tnf
Vup =	20.40 Tnf
ØVcp1 =	184.37 Tnf
ØVcp2 =	124.42 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

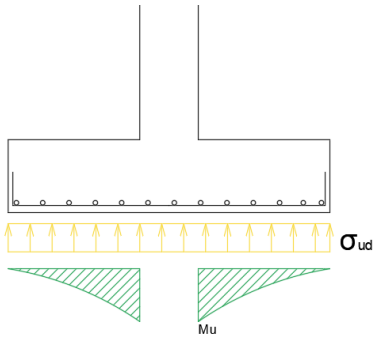


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.40 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

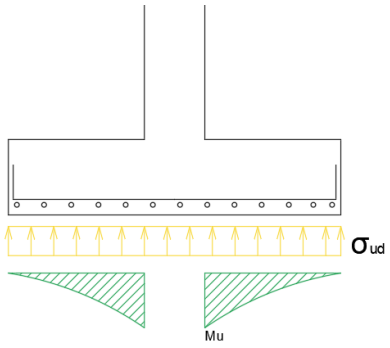
8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



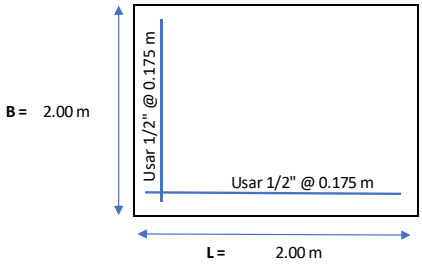
				a	As
L =	2.00 m	Mu =	4.18 Tnf.m	6.87	3.58
B =	2.00 m	b =	2.00 m	0.42	3.24
dl =	0.34 m	dL =	0.34 m	0.38	3.24
hz =	0.40 m				
Lv =	0.83 m				
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	14.40 cm2		
fy =	4200 kgf/m2				
σud =	6.15 Tnf/m2	Ø =	1/2"		
		# barras =	11		
Wu =	12.29 Tnf/m			Usar :	
		s =	19.00 cm		
Mu =	4.18 Tnf.m	s =	17.50 cm	Usar 1/2" @ 0.175 m	

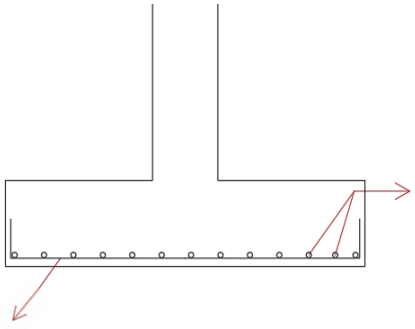
DIRECCION TRANSVERSAL



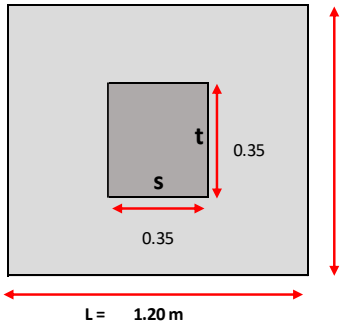
				a	As
L =	2.00 m	Mu =	4.18 Tnf.m	6.62	3.72
B =	2.00 m	L =	2.00 m	0.44	3.24
dt =	0.33 m	dt =	0.33 m	0.38	3.24
hz =	0.40 m				
Lv =	0.83 m				
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	14.40 cm2		
fy =	4200 kgf/m2				
σud =	6.15 Tnf/m2	Ø =	1/2"		
		# barras =	11		
Wu =	12.29 Tnf/m			Usar :	
		s =	19.00 cm		
Mu =	4.18 Tnf.m	s =	17.50 cm	Usar 1/2" @ 0.175 m	

9. Distribucción del Refuerzo:





5. Diseño de Zapata Z4



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
σud =	9.58	Tnf/m2
P ultima =	7.39	Tnf
Mu long =	1.12	Tnf.m
Mu trans =	-0.17	Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.43	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.20	m
I =	0.10	m4 * (hz^3)

0.05 ≤ hz

6.2. Otro caso:

$$Lv/2 \leq hz$$

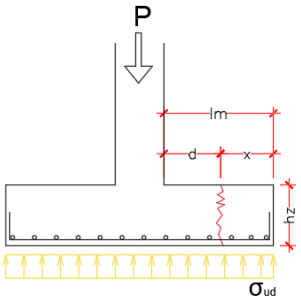
0.21 ≤ hz

USAR:

hz = 0.50 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

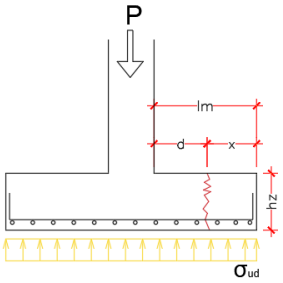
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.43	m
hz =	0.50	m
d =	0.44	m
x =	-0.02	m
σud =	9.58	Tnf/m2
Vu =	-0.21	Tnf
Ø Vc =	34.76	Tnf

Vu < ØVc

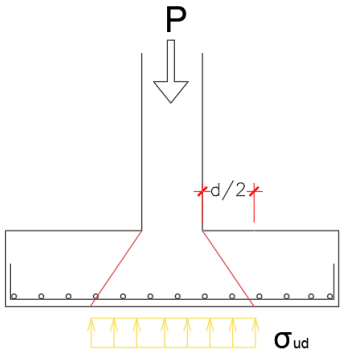
DIRECCION TRANSVERSAL



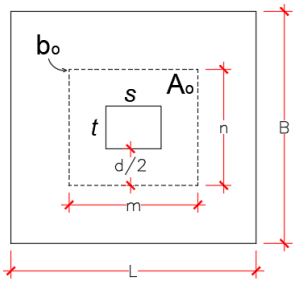
lm =	0.43	m
hz =	0.50	m
d =	0.43	m
x =	-0.01	m
σud =	9.58	Tnf/m2
Vu =	-0.07	Tnf
Ø Vc =	33.76	Tnf

Vu < ØVc

6.4.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



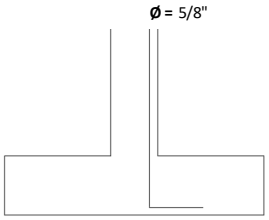
s =	0.35	m
t =	0.35	m
σud =	9.58	Tnf/m2
f'c =	210	kgf/m2
m =	0.79	m
n =	0.79	m
bo =	3.17	m
Ao =	0.63	m2



dl =	0.44	m
dt =	0.43	m
d (min) =	0.43	m
Pu =	7.39	Tnf
Vup =	1.35	Tnf
ØVcp1 =	274.68	Tnf
ØVcp2 =	185.37	Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

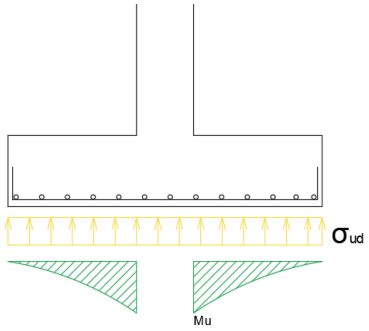


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



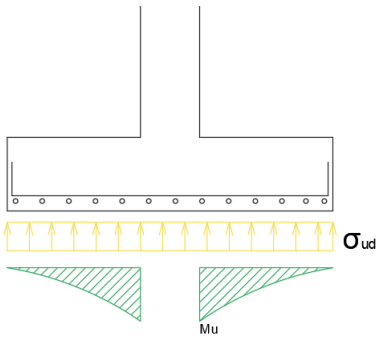
L =	1.20 m	Mu =	1.04 Tnf.m
B =	1.20 m	b =	1.20 m
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.43 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	10.80 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	9.58 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	9
Wu =	11.49 Tnf/m		
		s =	13.75 cm
Mu =	1.04 Tnf.m	s =	12.50 cm

a	As
8.87	0.69
0.13	0.62
0.12	0.62

Usar :

Usar 1/2" @ 0.125 m

DIRECCION TRANSVERSAL



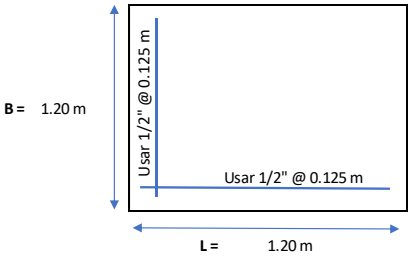
L =	1.20 m	Mu =	1.04 Tnf.m
B =	1.20 m	L =	1.20 m
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.43 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	10.80 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	9.58 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	9
Wu =	11.49 Tnf/m		
		s =	13.75 cm
Mu =	1.04 Tnf.m	s =	12.50 cm

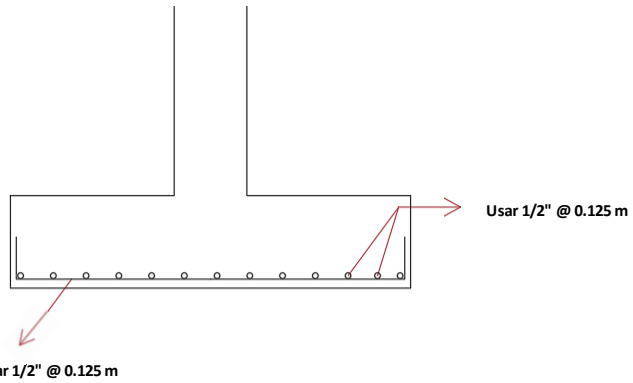
a	As
8.62	0.71
0.14	0.62
0.12	0.62

Usar :

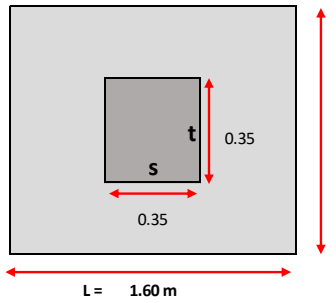
Usar 1/2" @ 0.125 m

9. Distribucción del Refuerzo:





5. Diseño de Zapata Z4



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	5.84 Tnf/m2
P ultima =	13.56 Tnf
Mu long =	-0.23 Tnf.m
Mu trans =	-0.14 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.63	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.60	m
I =	0.13	m4 * (hz^3)

0.08 ≤ hz

6.2. Otro caso:

$$Lv/2 \leq hz$$

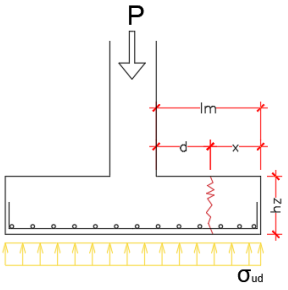
0.31 ≤ hz

USAR:

hz = 0.50 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

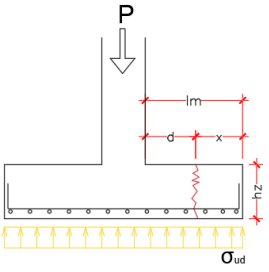
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.63 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	0.18 m
σud =	5.84 Tnf/m2
Vu =	1.69 Tnf
Ø Vc =	46.34 Tnf

Vu < ØVc

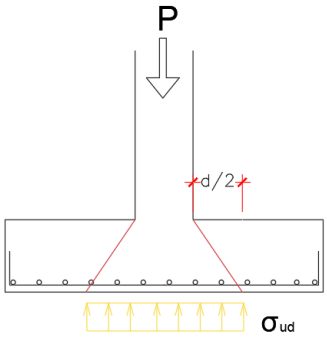
DIRECCION TRANSVERSAL



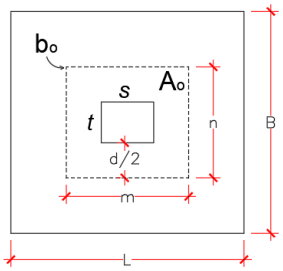
lm =	0.63 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	0.19 m
σud =	5.84 Tnf/m2
Vu =	1.81 Tnf
Ø Vc =	45.01 Tnf

Vu < ØVc

6.4.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



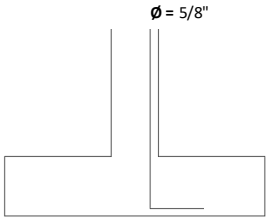
s =	0.35 m
t =	0.35 m
σud =	5.84 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/cm2
m =	0.79 m
n =	0.79 m
bo =	3.17 m
Ao =	0.63 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	13.56 Tnf
Vup =	9.88 Tnf
ØVcp1 =	274.68 Tnf
ØVcp2 =	185.37 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

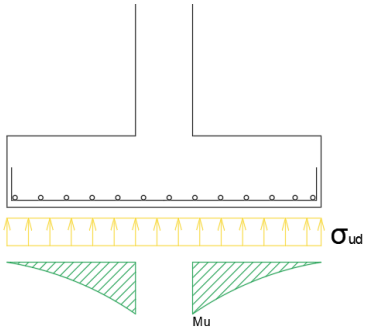


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



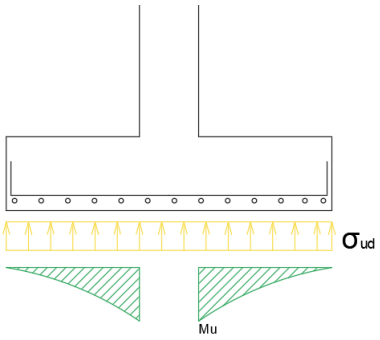
L =	1.60 m	Mu =	1.82 Tnf.m
B =	1.60 m	b =	1.60 m
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.63 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	14.40 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	5.84 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	11
Wu =	9.34 Tnf/m		
		s =	15.00 cm
Mu =	1.82 Tnf.m	s =	15.00 cm

a	As
8.87	1.21
0.18	1.09
0.16	1.09

Usar :

Usar 1/2" @ 0.15 m

DIRECCION TRANSVERSAL



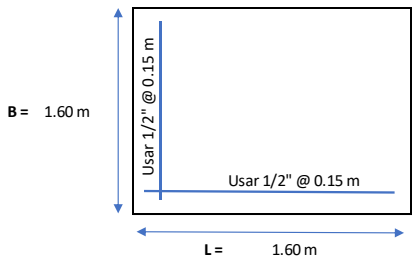
L =	1.60 m	Mu =	1.82 Tnf.m
B =	1.60 m	L =	1.60 m
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.63 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	14.40 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	5.84 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	11
Wu =	9.34 Tnf/m		
		s =	15.00 cm
Mu =	1.82 Tnf.m	s =	15.00 cm

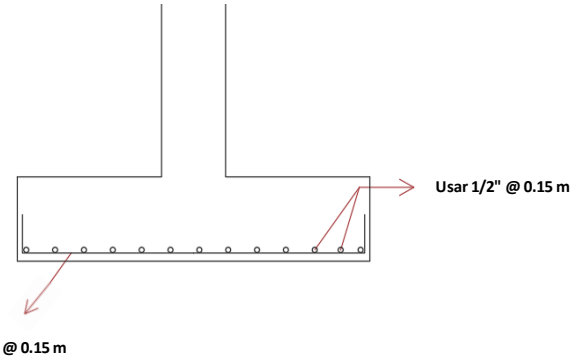
a	As
8.62	1.24
0.18	1.09
0.16	1.09

Usar :

Usar 1/2" @ 0.15 m

9. Distribucción del Refuerzo:



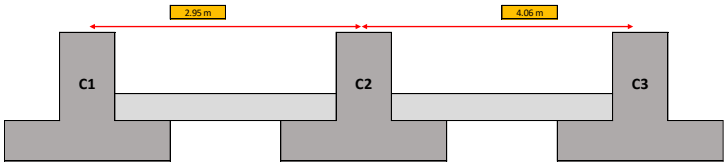


Fuente: Elaboración propia.

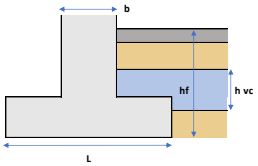
4.6.1 Diseño de cimentación Bloque B

Tabla 93: Diseño de Cimentación del Bloque B

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE B EJE A



C1			C2			C3		
b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m
h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m
PD=	2.32	Tnf	PD=	4.07	Tnf	PD=	2.74	Tnf
PL=	0.13	Tnf	PL=	0.41	Tnf	PL=	0.20	Tnf
Dirección Longitudinal			**Dirección Longitudinal**			**Dirección Longitudinal**		
MD=	-0.21	Tnf-m	MD=	-0.17	Tnf-m	MD=	0.31	Tnf-m
ML=	-0.04	Tnf-m	ML=	-0.03	Tnf-m	ML=	0.05	Tnf-m
MS=	1.57	Tnf-m	MS=	1.82	Tnf-m	MS=	1.50	Tnf-m
PS=	-0.68	Tnf	PS=	0.20	Tnf	PS=	0.47	Tnf
Dirección Transversal			**Dirección Transversal**			**Dirección Transversal**		
MD=	0.00	Tnf-m	MD=	-0.03	Tnf-m	MD=	-0.05	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m	ML=	-0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-1.29	Tnf	PS=	-1.42	Tnf	PS=	-1.28	Tnf



DATOS

σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
hf =	1.35	m
S/C=	400.00	kg/m2

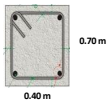
1. Calculo del esfuerzo neto del suelo:

a. Cuando no hay sismo:	6.20	Tnf/m2
SAFE:	8.75	Tnf/m2
b. Cuando hay sismo:	8.99	Tnf/m2
SAFE:	10.82	Tnf/m2

2. Dimensionamiento de la viga de cimentación

h = 0.53 m <> 0.70 m

b = 0.40 m <> 0.40 m



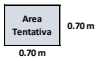
3. Dimensionamiento:

Dimensionamiento Z1

L=	1.00	m
B=	1.00	m

Dimensionamiento Z2

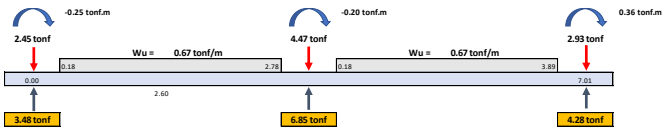
L=	1.20	m
B=	1.20	m



Dimensionamiento Z3

L=	1.00	m
B=	1.00	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	0.01	Tnf-m
R2=	3.48	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.52	Tnf/m2
G2=	3.44	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.03	Tnf-m
R2=	6.85	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.64	Tnf/m2
G2=	4.87	Tnf/m2

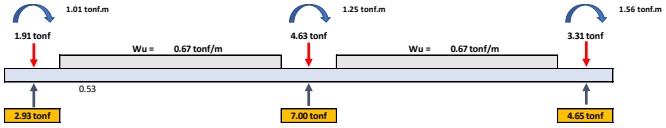
Zapata N3

MT=	-0.06	Tnf-m
R2=	4.28	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.94	Tnf/m2
G2=	4.62	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	0.01	Tnf-m
R2=	2.93	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	2.97	Tnf/m2
G2=	2.89	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.03	Tnf-m
R2=	7.00	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.74	Tnf/m2
G2=	4.98	Tnf/m2

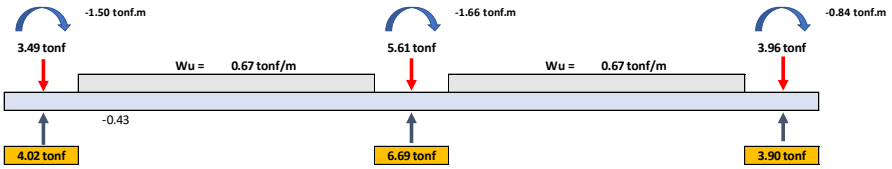
Zapata N3

MT=	-0.06	Tnf-m
R2=	4.65	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.31	Tnf/m2
G2=	4.99	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:

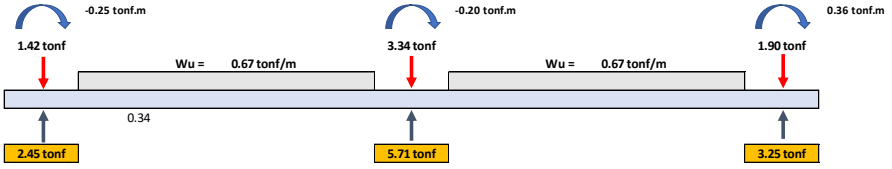


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.01	Tnf-m	MT=	-0.03	Tnf-m	MT=	-0.06	Tnf-m
R2=	4.02	Tnf	R2=	6.69	Tnf	R2=	3.90	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.06	Tnf/m2	G1=	4.53	Tnf/m2	G1=	3.56	Tnf/m2
G2=	3.98	Tnf/m2	G2=	4.76	Tnf/m2	G2=	4.24	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:

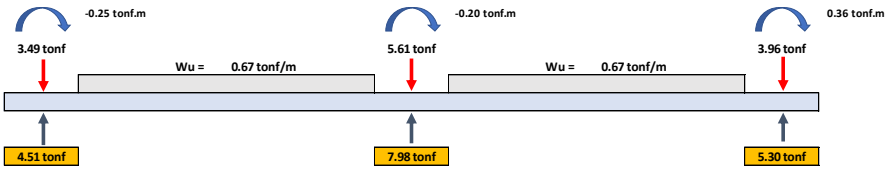


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.01	Tnf-m	MT=	-0.03	Tnf-m	MT=	-0.06	Tnf-m
R2=	2.45	Tnf	R2=	5.71	Tnf	R2=	3.25	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	2.49	Tnf/m2	G1=	3.85	Tnf/m2	G1=	2.91	Tnf/m2
G2=	2.41	Tnf/m2	G2=	4.08	Tnf/m2	G2=	3.59	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.01	Tnf-m	MT=	-0.03	Tnf-m	MT=	-0.06	Tnf-m
R2=	4.51	Tnf	R2=	7.98	Tnf	R2=	5.30	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.55	Tnf/m2	G1=	5.42	Tnf/m2	G1=	4.96	Tnf/m2
G2=	4.47	Tnf/m2	G2=	5.66	Tnf/m2	G2=	5.64	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negat		
P ultima =	4.36	Tnf	P ultima =	7.01	Tnf	P ultima =	4.95	Tnf
Mu long =	-0.31	Tnf.m	Mu long =	-0.25	Tnf.m	Mu long =	0.45	Tnf.m
Mu trans =	0.01	Tnf.m	Mu trans =	-0.04	Tnf.m	Mu trans =	-0.07	Tnf.m
σud =	6.26	Tnf/m2	σud =	5.90	Tnf/m2	σud =	8.06	Tnf/m2

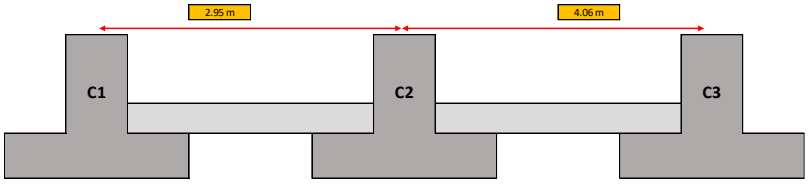
Longitudes Finales :

L=	1.00	m	L=	1.20	m	L=	1.00	m
B=	1.00	m	B=	1.20	m	B=	1.00	m

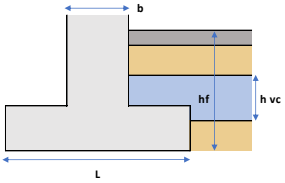
Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	2.56	Tnf/m2	G1 =	3.84	Tnf/m2	G1 =	7.22	Tnf/m2
G2 =	6.26	Tnf/m2	G2 =	5.60	Tnf/m2	G2 =	1.83	Tnf/m2
G3 =	2.45	Tnf/m2	G3 =	4.13	Tnf/m2	G3 =	8.06	Tnf/m2
G4 =	6.16	Tnf/m2	G4 =	5.90	Tnf/m2	G4 =	2.67	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE B EJE B



C1			C2			C3		
b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m
h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m
PD=	3.92	Tnf	PD=	6.75	Tnf	PD=	4.69	Tnf
PL=	0.40	Tnf	PL=	1.17	Tnf	PL=	0.57	Tnf
Dirección Longitudinal			**Dirección Longitudinal**			**Dirección Longitudinal**		
MD=	-0.39	Tnf-m	MD=	-0.25	Tnf-m	MD=	0.66	Tnf-m
ML=	-0.08	Tnf-m	ML=	-0.05	Tnf-m	ML=	0.14	Tnf-m
MS=	1.67	Tnf-m	MS=	1.92	Tnf-m	MS=	1.60	Tnf-m
PS=	-0.53	Tnf	PS=	0.24	Tnf	PS=	0.31	Tnf
Dirección Transversal			**Dirección Transversal**			**Dirección Transversal**		
MD=	-0.04	Tnf-m	MD=	0.00	Tnf-m	MD=	-0.10	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m	ML=	-0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.88	Tnf	PS=	1.44	Tnf	PS=	0.97	Tnf



DATOS

σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
hf =	1.35	m
S/C=	400.00	kg/m2

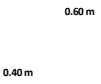
1. Calculo del esfuerzo neto del suelo:

a. Cuando no hay sismo: 6.20 Tnf/m2
SAFE: 8.75 Tnf/m2

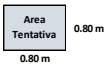
b. Cuando hay sismo: 8.99 Tnf/m2
SAFE: 10.82 Tnf/m2

2. Dimensionamiento de la viga de cimentación

h = 0.53 m <> 0.60 m
b = 0.40 m <> 0.40 m

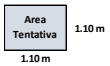


3. Dimensionamiento:



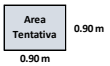
Dimensionamiento Z1

L=	1.20	m
B=	1.20	m



Dimensionamiento Z2

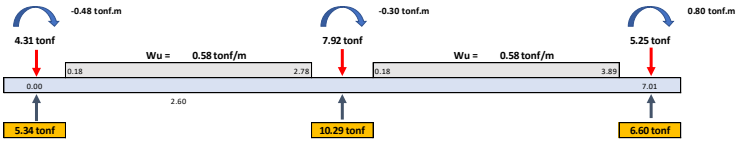
L=	1.50	m
B=	1.50	m



Dimensionamiento Z3

L=	1.20	m
B=	1.20	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	5.34	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.58	Tnf/m2
G2=	3.84	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.00	Tnf-m
R2=	10.29	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.57	Tnf/m2
G2=	4.58	Tnf/m2

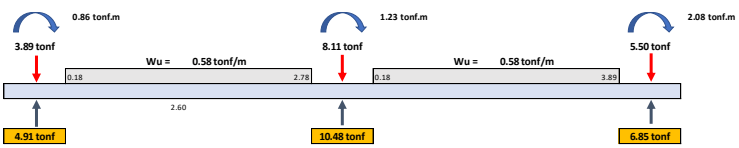
Zapata N3

MT=	-0.11	Tnf-m
R2=	6.60	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.22	Tnf/m2
G2=	4.95	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	4.91	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.28	Tnf/m2
G2=	3.54	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.00	Tnf-m
R2=	10.48	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.65	Tnf/m2
G2=	4.66	Tnf/m2

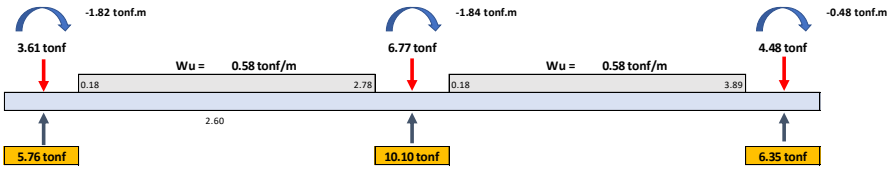
Zapata N3

MT=	-0.11	Tnf-m
R2=	6.85	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.39	Tnf/m2
G2=	5.12	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:

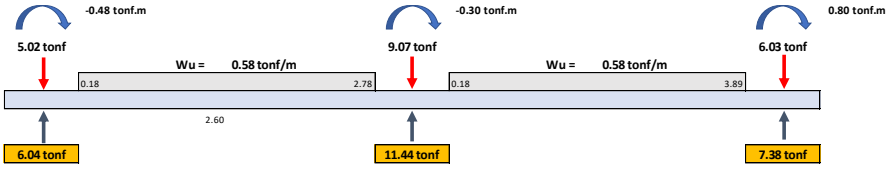


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.04	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m	MT=	-0.11	Tnf-m
R2=	5.76	Tnf	R2=	10.10	Tnf	R2=	6.35	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.87	Tnf/m2	G1=	4.48	Tnf/m2	G1=	4.04	Tnf/m2
G2=	4.13	Tnf/m2	G2=	4.49	Tnf/m2	G2=	4.78	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:

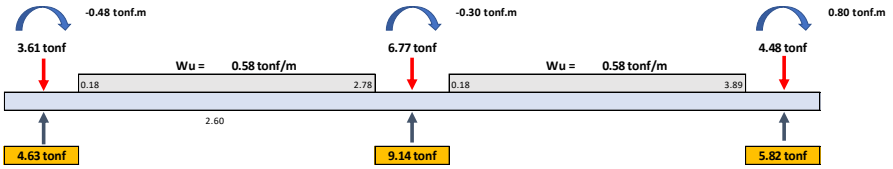


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.04	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m	MT=	-0.11	Tnf-m
R2=	6.04	Tnf	R2=	11.44	Tnf	R2=	7.38	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.06	Tnf/m2	G1=	5.08	Tnf/m2	G1=	4.76	Tnf/m2
G2=	4.33	Tnf/m2	G2=	5.09	Tnf/m2	G2=	5.49	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.04	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m	MT=	-0.11	Tnf-m
R2=	4.63	Tnf	R2=	9.14	Tnf	R2=	5.82	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.08	Tnf/m2	G1=	4.06	Tnf/m2	G1=	3.68	Tnf/m2
G2=	3.35	Tnf/m2	G2=	4.07	Tnf/m2	G2=	4.41	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:

P ultima =	6.27	Tnf
Mu long =	-0.60	Tnf.m
Mu trans =	-0.05	Tnf.m
σud =	6.59	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.20	m
B=	1.20	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	2.12	Tnf/m2
G2 =	6.26	Tnf/m2
G3 =	2.45	Tnf/m2
G4 =	6.59	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:

P ultima =	11.34	Tnf
Mu long =	-0.38	Tnf.m
Mu trans =	0.00	Tnf.m
σud =	5.71	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.50	m
B=	1.50	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	4.36	Tnf/m2
G2 =	5.70	Tnf/m2
G3 =	4.37	Tnf/m2
G4 =	5.71	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal positi

P ultima =	7.54	Tnf
Mu long =	1.00	Tnf.m
Mu trans =	-0.13	Tnf.m
σud =	9.17	Tnf/m2

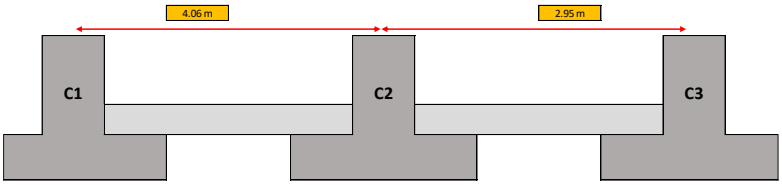
Longitudes Finales :

L=	1.20	m
B=	1.20	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	8.26	Tnf/m2
G2 =	1.30	Tnf/m2
G3 =	9.17	Tnf/m2
G4 =	2.21	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE B EJE E



b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	5.57	Tnf
PL=	0.73	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-0.81	Tnf-m
ML=	-0.18	Tnf-m
MS=	2.13	Tnf-m
PS=	-0.55	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.09	Tnf-m
ML=	0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.36	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	8.18	Tnf
PL=	1.50	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	0.32	Tnf-m
ML=	0.07	Tnf-m
MS=	2.55	Tnf-m
PS=	-0.29	Tnf

Dirección Transversal

MD=	-0.04	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.76	Tnf

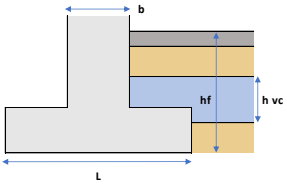
b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	4.59	Tnf
PL=	0.51	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	0.47	Tnf-m
ML=	0.10	Tnf-m
MS=	2.22	Tnf-m
PS=	0.84	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.03	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.42	Tnf



DATOS

σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
hf =	1.35	m
S/C=	400.00	kg/m2

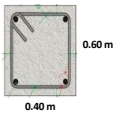
1. Calculo del esfuerzo neto del suelo:

a. Cuando no hay sismo:	6.20	Tnf/m2
SAFE:	8.75	Tnf/m2
b. Cuando hay sismo:	8.99	Tnf/m2
SAFE:	10.82	Tnf/m2

2. Dimensionamiento de la viga de cimentación

h = 0.53 m <> 0.60 m

b = 0.40 m <> 0.40 m



3. Dimensionamiento:

Area Tentativa 1.00 m × 1.00 m

Area Tentativa 1.20 m × 1.20 m

Area Tentativa 0.90 m × 0.90 m

Dimensionamiento Z1

L=	1.20	m
B=	1.20	m

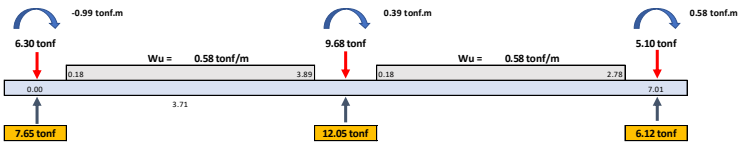
Dimensionamiento Z2

L=	1.50	m
B=	1.50	m

Dimensionamiento Z3

L=	1.20	m
B=	1.20	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	0.09	Tnf-m
R2=	7.65	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.64	Tnf/m2
G2=	4.99	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	12.05	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.28	Tnf/m2
G2=	5.43	Tnf/m2

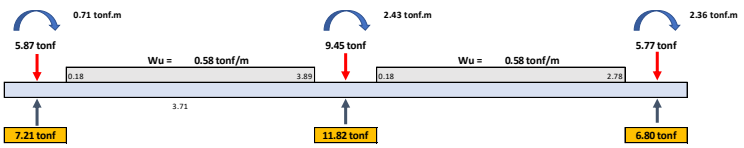
Zapata N3

MT=	0.03	Tnf-m
R2=	6.12	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.35	Tnf/m2
G2=	4.15	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	0.09	Tnf-m
R2=	7.21	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.33	Tnf/m2
G2=	4.68	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	11.82	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.18	Tnf/m2
G2=	5.32	Tnf/m2

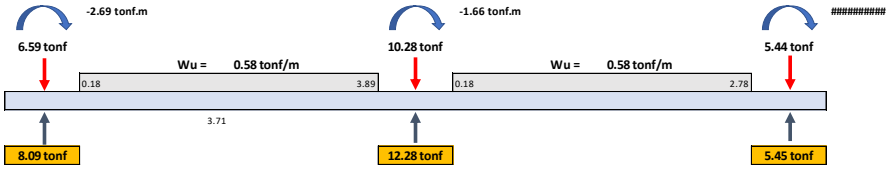
Zapata N3

MT=	0.03	Tnf-m
R2=	6.80	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

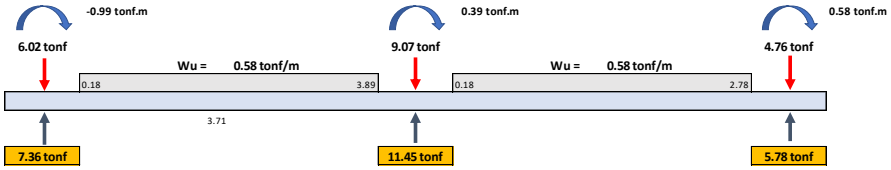
G1=	4.82	Tnf/m2
G2=	4.62	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



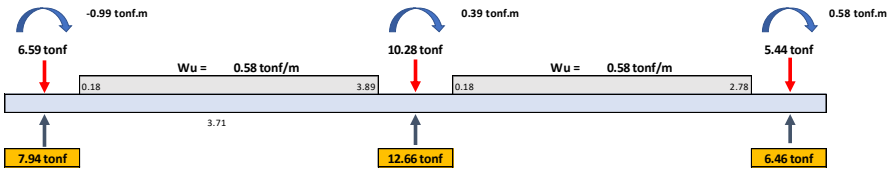
Zapata N1			*Zapata N2*			*Zapata N3*		
MT=	0.09	Tnf-m	MT=	-0.04	Tnf-m	MT=	0.03	Tnf-m
R2=	8.09	Tnf	R2=	12.28	Tnf	R2=	5.45	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			*Verificación de Esfuerzos en el Suelo*			*Verificación de Esfuerzos en el Suelo*		
G1=	5.94	Tnf/m2	G1=	5.39	Tnf/m2	G1=	3.89	Tnf/m2
G2=	5.29	Tnf/m2	G2=	5.53	Tnf/m2	G2=	3.68	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1			*Zapata N2*			*Zapata N3*		
MT=	0.09	Tnf-m	MT=	-0.04	Tnf-m	MT=	0.03	Tnf-m
R2=	7.36	Tnf	R2=	11.45	Tnf	R2=	5.78	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			*Verificación de Esfuerzos en el Suelo*			*Verificación de Esfuerzos en el Suelo*		
G1=	5.43	Tnf/m2	G1=	5.02	Tnf/m2	G1=	4.11	Tnf/m2
G2=	4.79	Tnf/m2	G2=	5.16	Tnf/m2	G2=	3.91	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

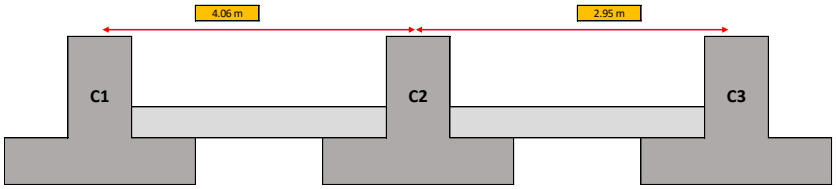


Zapata N1			*Zapata N2*			*Zapata N3*		
MT=	0.09	Tnf-m	MT=	-0.04	Tnf-m	MT=	0.03	Tnf-m
R2=	7.94	Tnf	R2=	12.66	Tnf	R2=	6.46	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			*Verificación de Esfuerzos en el Suelo*			*Verificación de Esfuerzos en el Suelo*		
G1=	5.84	Tnf/m2	G1=	5.56	Tnf/m2	G1=	4.59	Tnf/m2
G2=	5.19	Tnf/m2	G2=	5.70	Tnf/m2	G2=	4.39	Tnf/m2

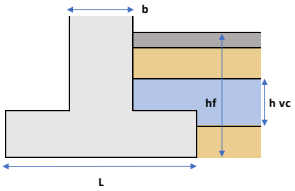
4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal neg		
ultima =	8.42	Tnf	P ultima =	12.86	Tnf	P ultima =	6.80	Tnf
u long =	-3.36	Tnf.m	Mu long =	0.48	Tnf.m	Mu long =	0.72	Tnf.m
u trans =	0.12	Tnf.m	Mu trans =	-0.05	Tnf.m	Mu trans =	0.04	Tnf.m
σud =	17.93	Tnf/m2	σud =	6.66	Tnf/m2	σud =	7.35	Tnf/m2
Longitudes Finales :			*Longitudes Finales :*			*Longitudes Finales :*		
L=	1.20	m	L=	1.50	m	L=	1.20	m
B=	1.20	m	B=	1.50	m	B=	1.20	m
Esfuerzos en el suelo de fundación			*Esfuerzos en el suelo de fundación*			*Esfuerzos en el suelo de fundación*		
G1 =	-5.42	Tnf/m2	G1 =	6.48	Tnf/m2	G1 =	7.35	Tnf/m2
G2 =	17.93	Tnf/m2	G2 =	4.77	Tnf/m2	G2 =	2.34	Tnf/m2
G3 =	-6.23	Tnf/m2	G3 =	6.66	Tnf/m2	G3 =	7.10	Tnf/m2
G4 =	17.12	Tnf/m2	G4 =	4.95	Tnf/m2	G4 =	2.09	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE A EJE F



C1			C2			C3		
b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m
h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m
PD=	3.33	Tnf	PD=	5.03	Tnf	PD=	2.82	Tnf
PL=	0.30	Tnf	PL=	0.62	Tnf	PL=	0.21	Tnf
Dirección Longitudinal			**Dirección Longitudinal**			**Dirección Longitudinal**		
MD=	-0.39	Tnf-m	MD=	0.23	Tnf-m	MD=	0.27	Tnf-m
ML=	-0.07	Tnf-m	ML=	0.04	Tnf-m	ML=	0.05	Tnf-m
MS=	2.25	Tnf-m	MS=	2.72	Tnf-m	MS=	2.36	Tnf-m
PS=	-0.50	Tnf	PS=	-0.32	Tnf	PS=	0.81	Tnf
Dirección Transversal			**Dirección Transversal**			**Dirección Transversal**		
MD=	0.09	Tnf-m	MD=	0.06	Tnf-m	MD=	0.04	Tnf-m
ML=	0.01	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.69	Tnf	PS=	0.79	Tnf	PS=	0.66	Tnf



DATOS

σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
hf =	1.35	m
S/C=	400.00	kg/m2

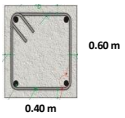
1. Calculo del esfuerzo neto del suelo:

a. Cuando no hay sismo: 6.20 Tnf/m2
SAFE: 8.75 Tnf/m2

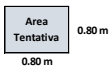
b. Cuando hay sismo: 8.99 Tnf/m2
SAFE: 10.82 Tnf/m2

2. Dimensionamiento de la viga de cimentación

h = 0.53 m <> 0.60 m
b = 0.40 m <> 0.40 m

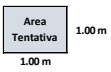


3. Dimensionamiento:



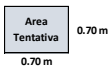
Dimensionamiento Z1

L=	1.00	m
B=	1.00	m



Dimensionamiento Z2

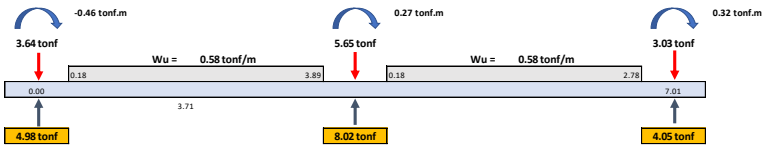
L=	1.20	m
B=	1.20	m



Dimensionamiento Z3

L=	1.00	m
B=	1.00	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	0.10	Tnf-m
R2=	4.98	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.56	Tnf/m2
G2=	4.40	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.06	Tnf-m
R2=	8.02	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.78	Tnf/m2
G2=	5.35	Tnf/m2

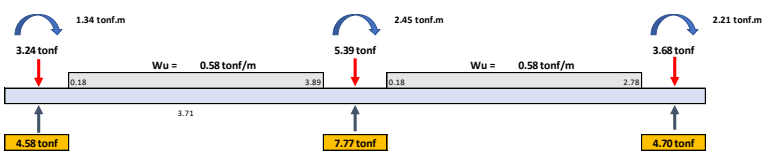
Zapata N3

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	4.05	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.28	Tnf/m2
G2=	3.82	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	0.10	Tnf-m
R2=	4.58	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.16	Tnf/m2
G2=	4.00	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.06	Tnf-m
R2=	7.77	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.61	Tnf/m2
G2=	5.18	Tnf/m2

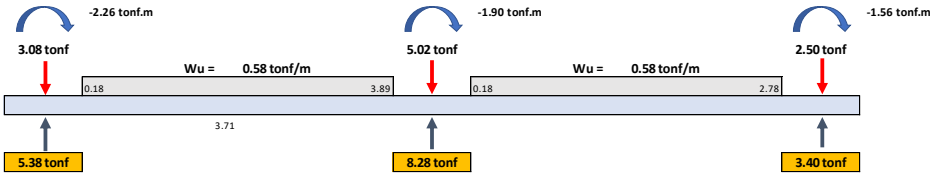
Zapata N3

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	4.70	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.93	Tnf/m2
G2=	4.47	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



Zapata N1

MT=	0.10	Tnf-m
R2=	5.38	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.96	Tnf/m2
G2=	4.80	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.06	Tnf-m
R2=	8.28	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.97	Tnf/m2
G2=	5.53	Tnf/m2

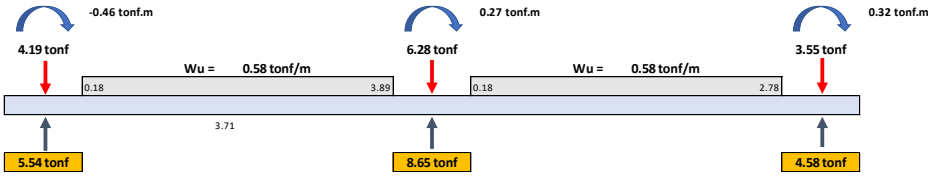
Zapata N3

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	3.40	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.63	Tnf/m2
G2=	3.17	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1

MT=	0.10	Tnf-m
R2=	5.54	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	6.12	Tnf/m2
G2=	4.96	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.06	Tnf-m
R2=	8.65	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	6.22	Tnf/m2
G2=	5.79	Tnf/m2

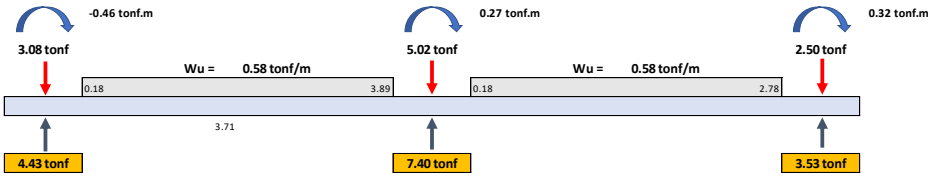
Zapata N3

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	4.58	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.81	Tnf/m2
G2=	4.35	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1

MT=	0.10	Tnf-m
R2=	4.43	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.01	Tnf/m2
G2=	3.85	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.06	Tnf-m
R2=	7.40	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.35	Tnf/m2
G2=	4.92	Tnf/m2

Zapata N3

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	3.53	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.76	Tnf/m2
G2=	3.30	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima =	3.85	Tnf
Mu long =	-0.58	Tnf.m
Mu trans =	0.12	Tnf.m
σud =	8.06	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.00	m
B=	1.00	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	1.10	Tnf/m2
G2 =	8.06	Tnf/m2
G3 =	-0.36	Tnf/m2
G4 =	6.60	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima =	6.28	Tnf
Mu long =	0.34	Tnf.m
Mu trans =	0.08	Tnf.m
σud =	5.81	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.20	m
B=	1.20	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	5.81	Tnf/m2
G2 =	3.45	Tnf/m2
G3 =	5.27	Tnf/m2
G4 =	2.91	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negat

P ultima =	3.13	Tnf
Mu long =	0.41	Tnf.m
Mu trans =	0.05	Tnf.m
σud =	5.85	Tnf/m2

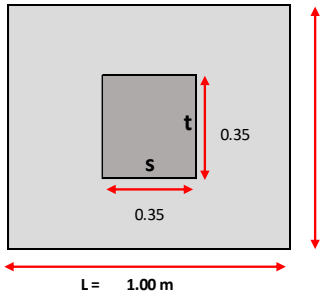
Longitudes Finales :

L=	1.00	m
B=	1.00	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	5.85	Tnf/m2
G2 =	0.98	Tnf/m2
G3 =	5.27	Tnf/m2
G4 =	0.40	Tnf/m2

5. Diseño de Zapata Z1



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	6.26 Tnf/m2
P ultima =	4.36 Tnf
Mu long =	-0.31 Tnf.m
Mu trans =	0.01 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.33	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.00	m
I =	0.08	m4 * (hz^3)

0.03 ≤ hz

6.2. Otro caso:

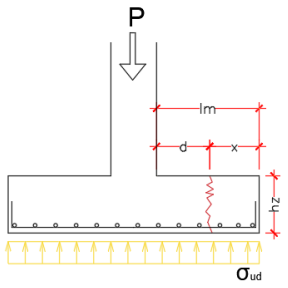
$$Lv/2 \leq hz$$

0.16 ≤ hz

USAR: **hz = 0.50 m**

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

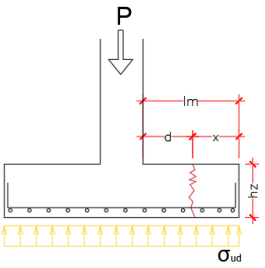
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.33 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	-0.12 m
σud =	6.26 Tnf/m2
Vu =	-0.74 Tnf
Ø Vc =	28.96 Tnf

Vu < ØVc

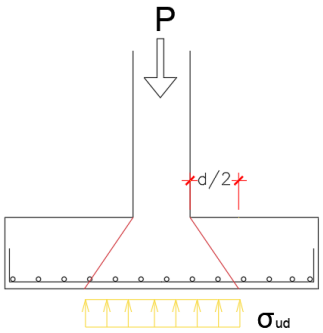
DIRECCION TRANSVERSAL



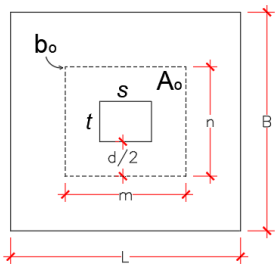
lm =	0.33 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	-0.11 m
σud =	6.26 Tnf/m2
Vu =	-0.66 Tnf
Ø Vc =	28.13 Tnf

Vu < ØVc

6.4.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



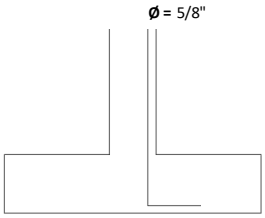
s =	0.35 m
t =	0.35 m
σud =	6.26 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.79 m
n =	0.79 m
bo =	3.17 m
Ao =	0.63 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	4.36 Tnf
Vup =	0.41 Tnf
ØVcp1 =	274.68 Tnf
ØVcp2 =	185.37 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

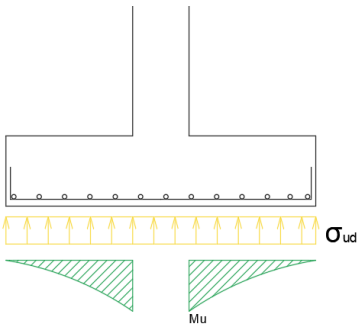


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



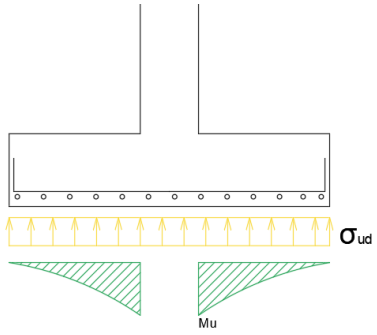
L =	1.00 m	Mu =	0.33 Tnf.m
B =	1.00 m	b =	1.00 m
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.33 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	9.00 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	6.26 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	7
Wu =	6.26 Tnf/m		
		s =	15.00 cm
Mu =	0.33 Tnf.m	s =	15.00 cm

a	As
8.87	0.22
0.05	0.20
0.05	0.20

Usar :

Usar 1/2" @ 0.15 m

DIRECCION TRANSVERSAL



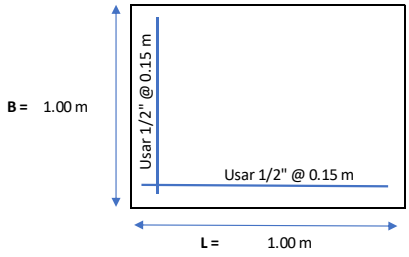
L =	1.00 m	Mu =	0.33 Tnf.m
B =	1.00 m	L =	1.00 m
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.33 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	9.00 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	6.26 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	7
Wu =	6.26 Tnf/m		
		s =	15.00 cm
Mu =	0.33 Tnf.m	s =	15.00 cm

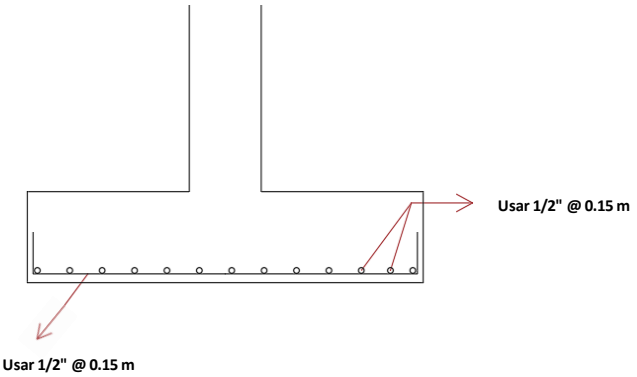
a	As
8.62	0.23
0.05	0.20
0.05	0.20

Usar :

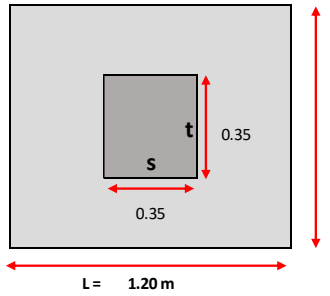
Usar 1/2" @ 0.15 m

9. Distribucción del Refuerzo:





5. Diseño de Zapata Z2



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	5.90 Tnf/m2
P ultima =	7.01 Tnf
Mu long =	-0.25 Tnf.m
Mu trans =	-0.04 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.43	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.20	m
I =	0.10	m4 * (hz^3)

0.05 ≤ hz

6.2. Otro caso:

$$Lv/2 \leq hz$$

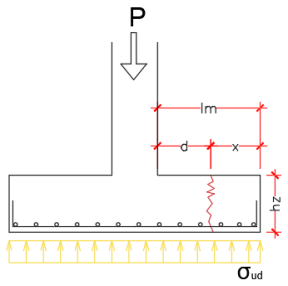
0.21 ≤ hz

USAR:

hz = 0.50 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

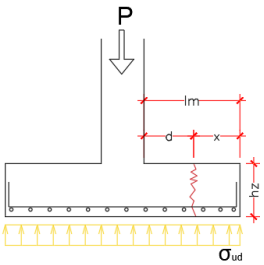
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.43 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	-0.02 m
σud =	5.90 Tnf/m2
Vu =	-0.13 Tnf
Ø Vc =	34.76 Tnf

Vu < ØVc

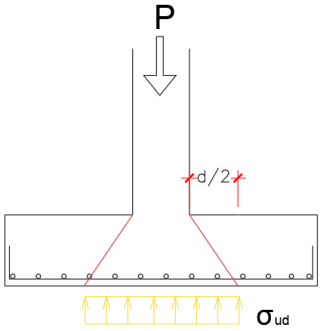
DIRECCION TRANSVERSAL



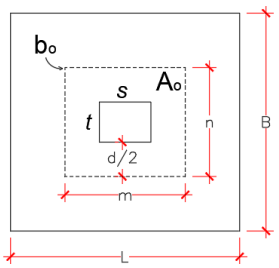
lm =	0.43 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	-0.01 m
σud =	5.90 Tnf/m2
Vu =	-0.04 Tnf
Ø Vc =	33.76 Tnf

Vu < ØVc

6.4.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



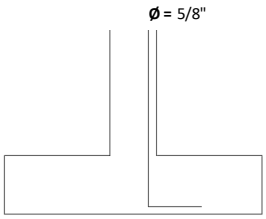
s =	0.35 m
t =	0.35 m
σud =	5.90 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/cm2
m =	0.79 m
n =	0.79 m
bo =	3.17 m
Ao =	0.63 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	7.01 Tnf
Vup =	3.30 Tnf
ØVcp1 =	274.68 Tnf
ØVcp2 =	185.37 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

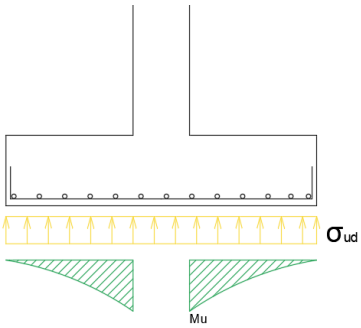


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



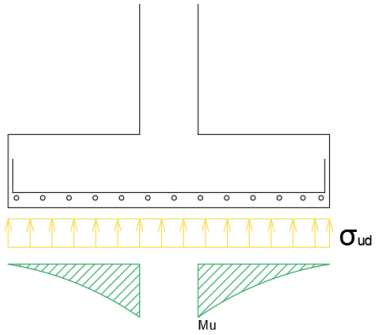
L =	1.20 m	Mu =	0.64 Tnf.m
B =	1.20 m	b =	1.20 m
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.43 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	10.80 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	5.90 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	9
Wu =	7.08 Tnf/m		
		s =	13.75 cm
Mu =	0.64 Tnf.m	s =	12.50 cm

a	As
8.87	0.42
0.08	0.38
0.07	0.38

Usar :

Usar 1/2" @ 0.125 m

DIRECCION TRANSVERSAL



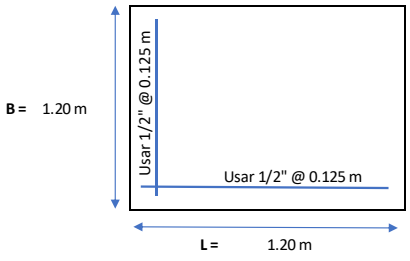
L =	1.20 m	Mu =	0.64 Tnf.m
B =	1.20 m	L =	1.20 m
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.43 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	10.80 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	5.90 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	9
Wu =	7.08 Tnf/m		
		s =	13.75 cm
Mu =	0.64 Tnf.m	s =	12.50 cm

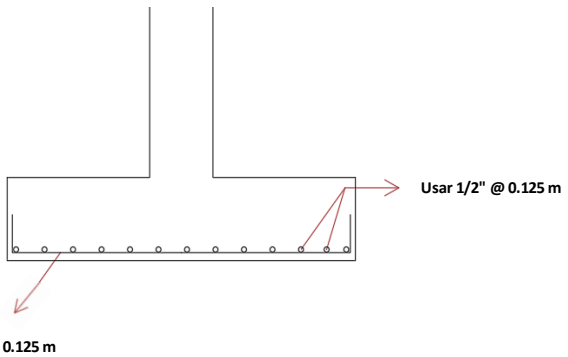
a	As
8.62	0.44
0.09	0.38
0.07	0.38

Usar :

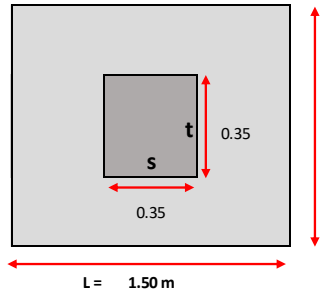
Usar 1/2" @ 0.125 m

9. Distribucción del Refuerzo:





5. Diseño de Zapata Z3



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	5.71 Tnf/m2
P ultima =	11.34 Tnf
Mu long =	-0.38 Tnf.m
Mu trans =	0.00 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.58	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.50	m
I =	0.13	m4 * (hz^3)

0.07 ≤ hz

6.2. Otro caso:

$$Lv/2 \leq hz$$

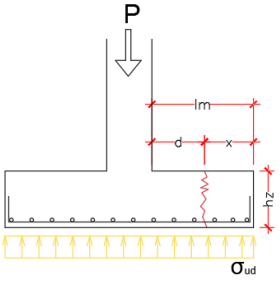
0.29 ≤ hz

USAR:

hz = 0.50 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

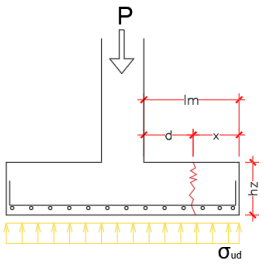
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.58 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	0.13 m
σud =	5.71 Tnf/m2
Vu =	1.13 Tnf
Ø Vc =	43.44 Tnf

Vu < ØVc

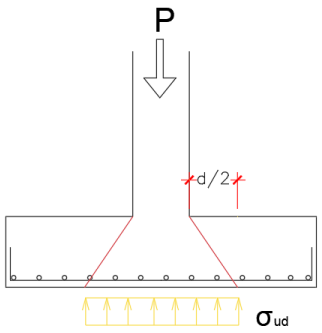
DIRECCION TRANSVERSAL



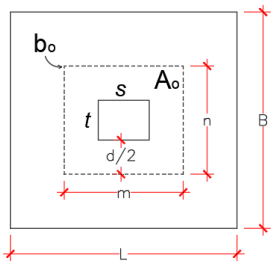
lm =	0.58 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	0.14 m
σud =	5.71 Tnf/m2
Vu =	1.23 Tnf
Ø Vc =	42.20 Tnf

Vu < ØVc

6.4. Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



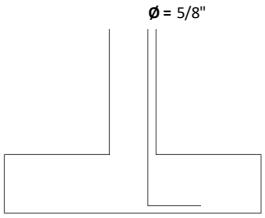
s =	0.35 m
t =	0.35 m
σud =	5.71 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/cm2
m =	0.79 m
n =	0.79 m
bo =	3.17 m
Ao =	0.63 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	11.34 Tnf
Vup =	7.74 Tnf
ØVcp1 =	274.68 Tnf
ØVcp2 =	185.37 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

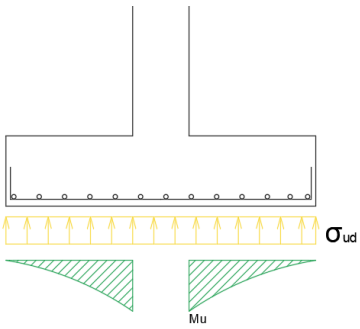


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



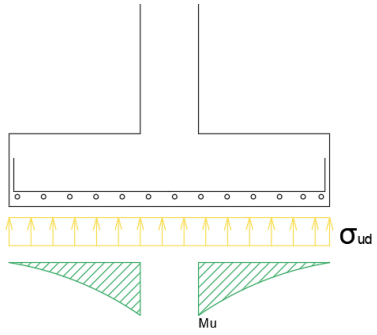
L =	1.20 m	Mu =	0.64 Tnf.m
B =	1.20 m	b =	1.20 m
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.43 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	10.80 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	5.90 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	9
Wu =	7.08 Tnf/m		
		s =	13.75 cm
Mu =	0.64 Tnf.m	s =	12.50 cm

a	As
8.87	0.42
0.08	0.38
0.07	0.38

Usar :

Usar 1/2" @ 0.125 m

DIRECCION TRANSVERSAL



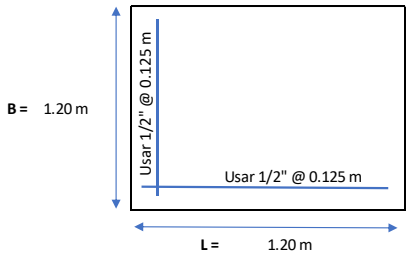
L =	1.20 m	Mu =	0.64 Tnf.m
B =	1.20 m	L =	1.20 m
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.43 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	10.80 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	5.90 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	9
Wu =	7.08 Tnf/m		
		s =	13.75 cm
Mu =	0.64 Tnf.m	s =	12.50 cm

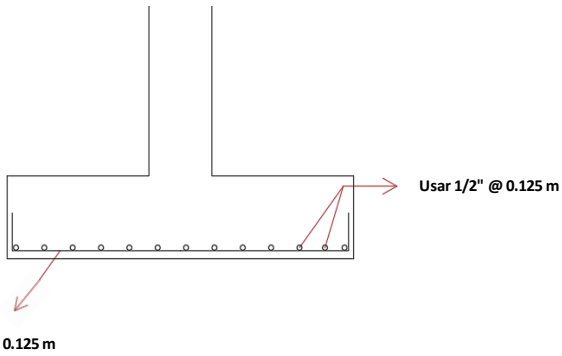
a	As
8.62	0.44
0.09	0.38
0.07	0.38

Usar :

Usar 1/2" @ 0.125 m

9. Distribucción del Refuerzo:





3. Esfuerzo ultimo en el suelo:

3.1 Esfuerzo ultimos en el suelo

2.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:

P ultima=	13.69 Tnf
M ultimo longitudinal=	-0.04 Tnf.m
M ultimo Transversal=	5.41 Tnf.m
σud = Esfuerzo último de diseño =	4.74 Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	2.40 m
B=	2.40 m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	4.71 Tnf/m2
G2 =	4.74 Tnf/m2
G3 =	0.01 Tnf/m2
G4 =	0.04 Tnf/m2

4.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	1.03	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	2.40	m
I =	0.20	m4 * (hz^3)

0.15	≤	hz

4.2. Otro caso:

$$Lv/2 \leq hz$$

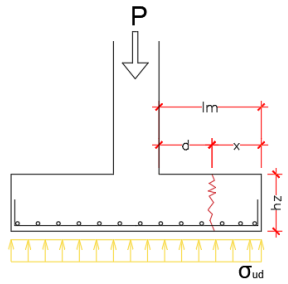
0.51	≤	hz

USAR:

hz =	0.50 m

4.2. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

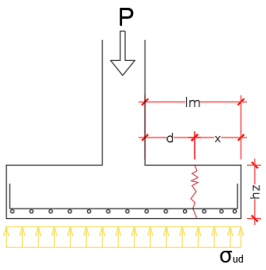
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	1.03 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	0.58 m
σud =	4.74 Tnf/m2
Vu =	6.61 Tnf
Ø Vc =	69.51 Tnf

Vu < ØVc

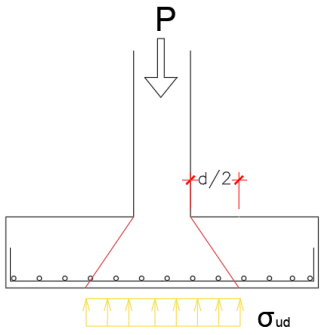
DIRECCION TRANSVERSAL



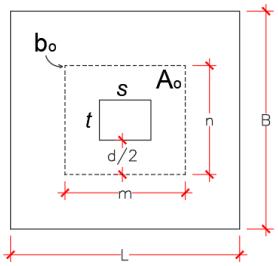
lm =	1.03 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	0.59 m
σud =	4.74 Tnf/m2
Vu =	6.76 Tnf
Ø Vc =	67.52 Tnf

Vu < ØVc

4.3.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



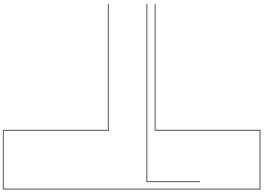
s =	0.35 m
t =	0.35 m
σud =	4.74 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.79 m
n =	0.79 m
bo =	3.17 m
Ao =	0.63 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	13.69 Tnf
Vup =	10.70 Tnf
ØVcp1 =	274.68 Tnf
ØVcp2 =	185.37 Tnf

Vu < ØVc

5. Verificacion por Longitud de desarrollo:

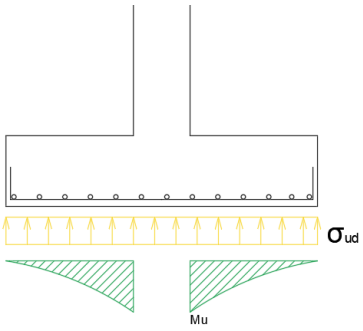


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

6. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



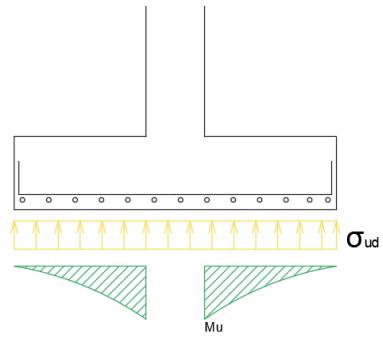
L=	2.40 m	Mu =	5.98 Tnf.m
B=	2.40 m	b =	2.40 m
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m
hz =	0.50 m		
Lv =	1.03 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	21.6
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	4.74 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	17
Wu =	11.38 Tnf/m		
		s =	14.38 cm
Mu =	5.98 Tnf.m	s =	12.50 cm

a	As
8.87	3.96
0.39	3.58
0.35	3.58

Usar :

Usar 1/2" @ 0.125 m

DIRECCION TRANSVERSAL



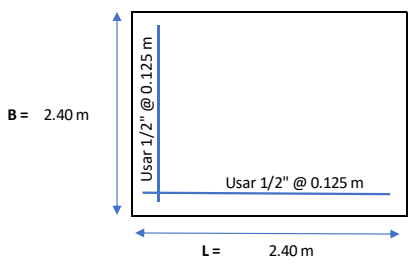
L=	2.40 m	Mu =	5.98 Tnf.m
B=	2.40 m	L=	2.40 m
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m
hz =	0.50 m		
Lv =	1.03 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	21.6
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	4.74 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	17
Wu =	11.38 Tnf/m		
		s =	14.38 cm
Mu =	5.98 Tnf.m	s =	12.50 cm

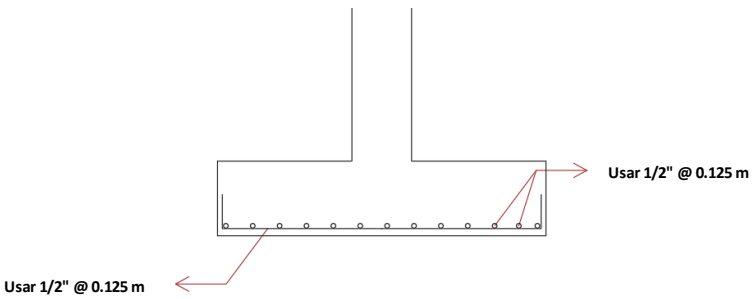
a	As
8.62	4.08
0.40	3.58
0.35	3.58

Usar :

Usar 1/2" @ 0.125 m

7. Distribucción del Refuerzo:



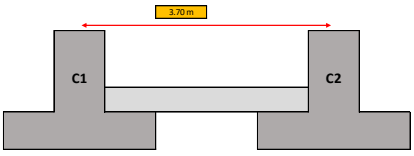


Fuente: Elaboración propia.

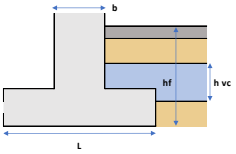
4.6.2 Diseño de cimentación Bloque C

Tabla 94: Diseño de Cimentación del Bloque C

DISEÑO DE CIMENTACION BLOQUE C EJE 1



b =	0.30	m	b =	0.30	m
h =	0.30	m	h =	0.30	m
PD=	3.49	Tnf	PD=	3.49	Tnf
PL=	0.38	Tnf	PL=	0.38	Tnf
Dirección Longitudinal			**Dirección Longitudinal**		
MD=	-0.10	Tnf-m	MD=	0.10	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m
MS=	1.27	Tnf-m	MS=	1.27	Tnf-m
PS=	-0.57	Tnf	PS=	0.57	Tnf
Dirección Transversal			**Dirección Transversal**		
MD=	-0.49	Tnf-m	MD=	-0.49	Tnf-m
ML=	-0.09	Tnf-m	ML=	-0.09	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.32	Tnf	PS=	-0.27	Tnf



DATOS

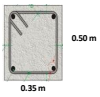
σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
hf =	1.35	m
S/C=	400.00	kg/m2

1. Calculo del esfuerzo neto del suelo:

a. Cuando no hay sismo:	6.20	Tnf/m2
SAFE:	8.75	Tnf/m2
b. Cuando hay sismo:	8.99	Tnf/m2
SAFE:	10.82	Tnf/m2

2. Dimensionamiento de la viga de cimentación

h =	0.53 m <>	0.50 m
b =	0.35 m <>	0.35 m



3. Dimensionamiento:

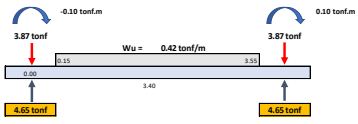
Dimensionamiento Z1

L=	1.20	m
B=	1.20	m

Dimensionamiento Z2

L=	1.20	m
B=	1.20	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	-0.58	Tnf-m
R2=	4.65	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	1.22	Tnf/m2
G2=	5.24	Tnf/m2

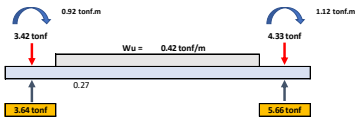
Zapata N2

MT=	-0.58	Tnf-m
R2=	4.65	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	1.22	Tnf/m2
G2=	5.24	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	-0.58	Tnf-m
R2=	3.64	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	0.52	Tnf/m2
G2=	4.54	Tnf/m2

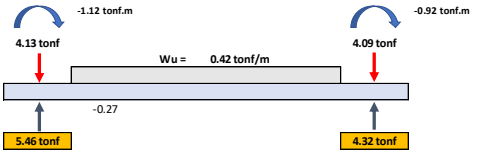
Zapata N2

MT=	-0.58	Tnf-m
R2=	5.66	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	1.92	Tnf/m2
G2=	5.94	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



Zapata N1

MT=	-0.58	Tnf-m
R2=	5.46	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	1.78	Tnf/m2
G2=	5.80	Tnf/m2

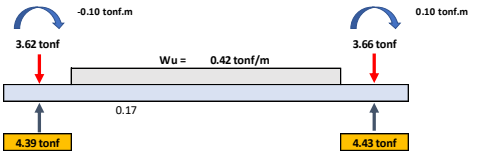
Zapata N2

MT=	-0.58	Tnf-m
R2=	4.32	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	0.99	Tnf/m2
G2=	5.01	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1

MT=	-0.58	Tnf-m
R2=	4.39	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	1.04	Tnf/m2
G2=	5.06	Tnf/m2

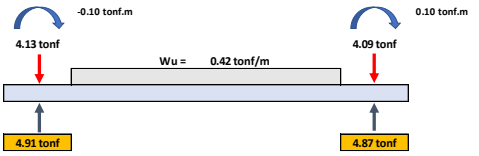
Zapata N2

MT=	-0.58	Tnf-m
R2=	4.43	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	1.07	Tnf/m2
G2=	5.09	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1

MT=	-0.58	Tnf-m
R2=	4.91	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	1.40	Tnf/m2
G2=	5.42	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.58	Tnf-m
R2=	4.87	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	1.37	Tnf/m2
G2=	5.39	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima =	5.16	Tnf
Mu long =	-0.13	Tnf.m
Mu trans =	-0.72	Tnf.m
σud =	6.53	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.20	m
B=	1.20	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	0.63	Tnf/m2
G2 =	1.51	Tnf/m2
G3 =	5.66	Tnf/m2
G4 =	6.53	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negat

P ultima =	5.11	Tnf
Mu long =	0.13	Tnf.m
Mu trans =	-0.72	Tnf.m
σud =	6.50	Tnf/m2

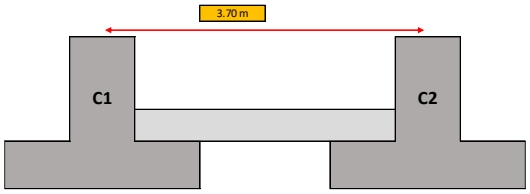
Longitudes Finales :

L=	1.20	m
B=	1.20	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	1.48	Tnf/m2
G2 =	0.60	Tnf/m2
G3 =	6.50	Tnf/m2
G4 =	5.62	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACION BLOQUE C EJE B



b =	0.30	m
h =	0.30	m
PD=	5.33	Tnf
PL=	0.74	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	0.26	Tnf-m
ML=	0.05	Tnf-m
MS=	1.34	Tnf-m
PS=	0.60	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.45	Tnf-m
ML=	0.09	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.08	Tnf

b =	0.30	m
h =	0.30	m
PD=	5.33	Tnf
PL=	0.74	Tnf

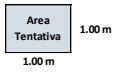
Dirección Longitudinal

MD=	-0.26	Tnf-m
ML=	-0.05	Tnf-m
MS=	1.34	Tnf-m
PS=	-0.60	Tnf

Dirección Transversal

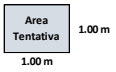
MD=	0.45	Tnf-m
ML=	0.09	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.08	Tnf

3. Dimensionamiento:



Dimensionamiento Z1

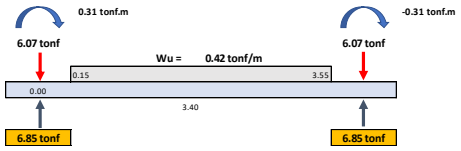
L=	1.30	m
B=	1.30	m



Dimensionamiento Z2

L=	1.30	m
B=	1.30	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	0.53	Tnf-m
R2=	6.85	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.51	Tnf/m2
G2=	2.59	Tnf/m2

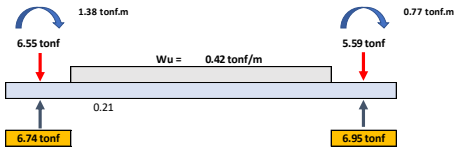
Zapata N2

MT=	0.53	Tnf-m
R2=	6.85	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.51	Tnf/m2
G2=	2.59	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	0.53	Tnf-m
R2=	6.74	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.45	Tnf/m2
G2=	2.53	Tnf/m2

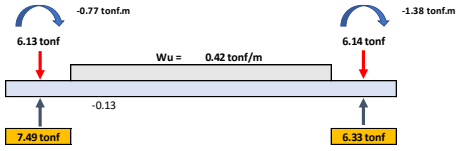
Zapata N2

MT=	0.53	Tnf-m
R2=	6.95	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.57	Tnf/m2
G2=	2.65	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



Zapata N1

MT=	0.53	Tnf-m
R2=	7.49	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.89	Tnf/m2
G2=	2.97	Tnf/m2

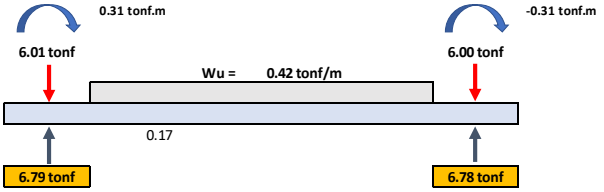
Zapata N2

MT=	0.53	Tnf-m
R2=	6.33	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.21	Tnf/m2
G2=	2.29	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1

MT=	0.53	Tnf-m
R2=	6.79	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.47	Tnf/m2
G2=	2.56	Tnf/m2

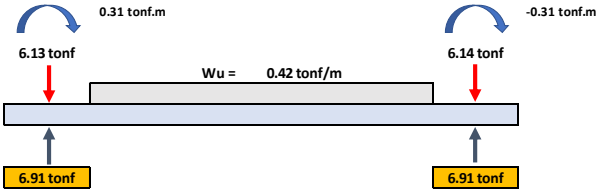
Zapata N2

MT=	0.53	Tnf-m
R2=	6.78	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.47	Tnf/m2
G2=	2.55	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1

MT=	0.53	Tnf-m
R2=	6.91	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.54	Tnf/m2
G2=	2.63	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.53	Tnf-m
R2=	6.91	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.55	Tnf/m2
G2=	2.63	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:

P ultima =	6.99	Tnf
Mu long =	-0.96	Tnf.m
Mu trans =	0.67	Tnf.m
σud =	8.58	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.30	m
B=	1.30	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	3.33	Tnf/m2
G2 =	8.58	Tnf/m2
G3 =	-0.31	Tnf/m2
G4 =	4.94	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negat

P ultima =	7.67	Tnf
Mu long =	-0.38	Tnf.m
Mu trans =	0.67	Tnf.m
σud =	7.41	Tnf/m2

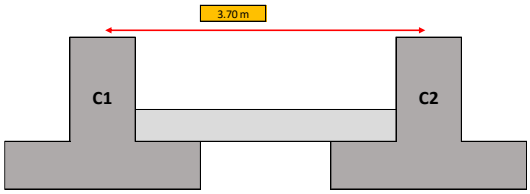
Longitudes Finales :

L=	1.30	m
B=	1.30	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	5.32	Tnf/m2
G2 =	7.41	Tnf/m2
G3 =	1.67	Tnf/m2
G4 =	3.76	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACION BLOQUE C EJE C



b =	0.30	m
h =	0.30	m
PD=	3.88	Tnf
PL=	0.46	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-0.42	Tnf-m
ML=	-0.09	Tnf-m
MS=	1.39	Tnf-m
PS=	-0.62	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.03	Tnf-m
ML=	0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.14	Tnf

b =	0.30	m
h =	0.30	m
PD=	3.88	Tnf
PL=	0.46	Tnf

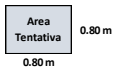
Dirección Longitudinal

MD=	0.42	Tnf-m
ML=	0.09	Tnf-m
MS=	1.39	Tnf-m
PS=	0.62	Tnf

Dirección Transversal

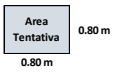
MD=	0.03	Tnf-m
ML=	0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.16	Tnf

3. Dimensionamiento:



Dimensionamiento Z1

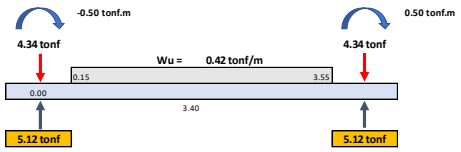
L=	1.00	m
B=	1.00	m



Dimensionamiento Z2

L=	1.00	m
B=	1.00	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	5.12	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.36	Tnf/m2
G2=	4.89	Tnf/m2

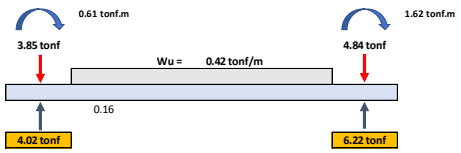
Zapata N2

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	5.12	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.36	Tnf/m2
G2=	4.89	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	4.02	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.26	Tnf/m2
G2=	3.79	Tnf/m2

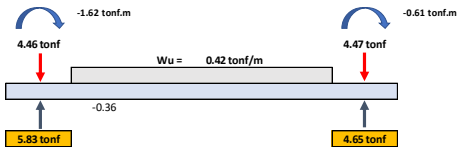
Zapata N2

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	6.22	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	6.45	Tnf/m2
G2=	5.98	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



Zapata N1

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	5.83	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	6.07	Tnf/m2
G2=	5.60	Tnf/m2

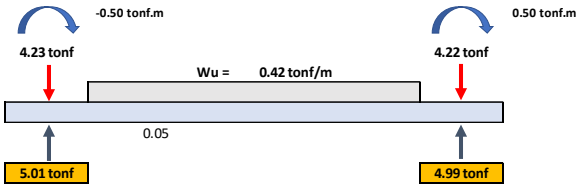
Zapata N2

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	4.65	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.88	Tnf/m2
G2=	4.41	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	5.01	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.25	Tnf/m2
G2=	4.78	Tnf/m2

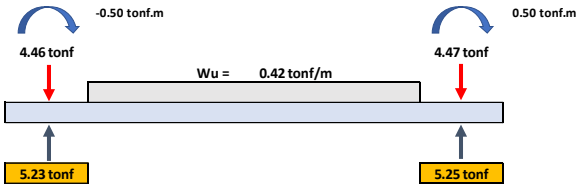
Zapata N2

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	4.99	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.23	Tnf/m2
G2=	4.76	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	5.23	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.47	Tnf/m2
G2=	5.00	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	5.25	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.49	Tnf/m2
G2=	5.01	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:

P ultima =	6.05 Tnf
Mu long =	-2.02 Tnf.m
Mu trans =	0.05 Tnf.m
σud =	18.48 Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.00 m
B=	1.00 m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	-5.78 Tnf/m2
G2 =	18.48 Tnf/m2
G3 =	-6.37 Tnf/m2
G4 =	17.89 Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negat

P ultima =	5.59 Tnf
Mu long =	0.63 Tnf.m
Mu trans =	0.05 Tnf.m
σud =	9.67 Tnf/m2

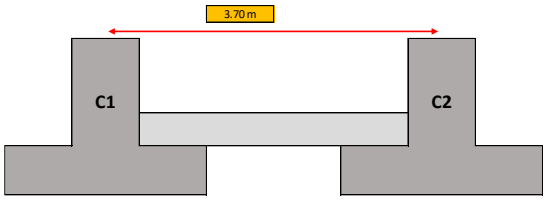
Longitudes Finales :

L=	1.00 m
B=	1.00 m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	9.67 Tnf/m2
G2 =	2.10 Tnf/m2
G3 =	9.08 Tnf/m2
G4 =	1.51 Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACION BLOQUE C EJE D



b =	0.30	m
h =	0.30	m
PD=	2.91	Tnf
PL=	0.28	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-0.29	Tnf-m
ML=	-0.05	Tnf-m
MS=	1.44	Tnf-m
PS=	-0.63	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.16	Tnf-m
ML=	0.02	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.54	Tnf

b =	0.30	m
h =	0.30	m
PD=	2.91	Tnf
PL=	0.28	Tnf

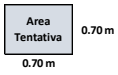
Dirección Longitudinal

MD=	0.29	Tnf-m
ML=	0.05	Tnf-m
MS=	1.44	Tnf-m
PS=	0.63	Tnf

Dirección Transversal

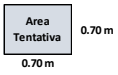
MD=	0.16	Tnf-m
ML=	0.02	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.51	Tnf

3. Dimensionamiento:



Dimensionamiento Z1

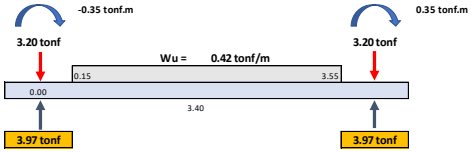
L=	1.00	m
B=	1.00	m



Dimensionamiento Z2

L=	1.00	m
B=	1.00	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	0.18	Tnf-m
R2=	3.97	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.06	Tnf/m2
G2=	2.89	Tnf/m2

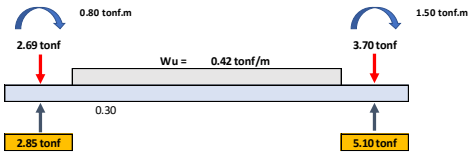
Zapata N2

MT=	0.18	Tnf-m
R2=	3.97	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.06	Tnf/m2
G2=	2.89	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	0.18	Tnf-m
R2=	2.85	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.93	Tnf/m2
G2=	1.77	Tnf/m2

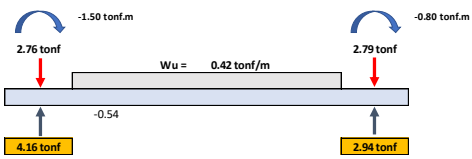
Zapata N2

MT=	0.18	Tnf-m
R2=	5.10	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	6.18	Tnf/m2
G2=	4.01	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



Zapata N1

MT=	0.18	Tnf-m
R2=	4.16	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.25	Tnf/m2
G2=	3.08	Tnf/m2

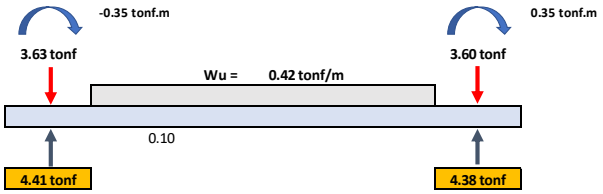
Zapata N2

MT=	0.18	Tnf-m
R2=	2.94	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.03	Tnf/m2
G2=	1.86	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1

MT=	0.18	Tnf-m
R2=	4.41	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.49	Tnf/m2
G2=	3.32	Tnf/m2

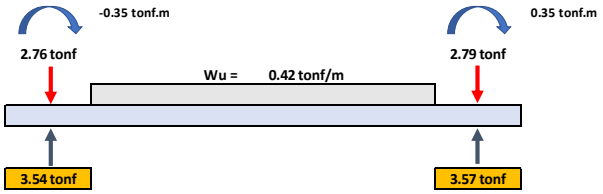
Zapata N2

MT=	0.18	Tnf-m
R2=	4.38	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.46	Tnf/m2
G2=	3.30	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1

MT=	0.18	Tnf-m
R2=	3.54	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.62	Tnf/m2
G2=	2.46	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.18	Tnf-m
R2=	3.57	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.65	Tnf/m2
G2=	2.48	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima =	3.45	Tnf
Mu long =	-0.43	Tnf.m
Mu trans =	0.23	Tnf.m
σud =	7.41	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.00	m
B=	1.00	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	2.20	Tnf/m2
G2 =	7.41	Tnf/m2
G3 =	-0.50	Tnf/m2
G4 =	4.70	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negat

P ultima =	3.49	Tnf
Mu long =	0.43	Tnf.m
Mu trans =	0.23	Tnf.m
σud =	7.44	Tnf/m2

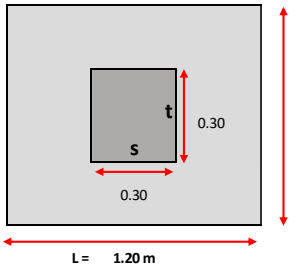
Longitudes Finales :

L=	1.00	m
B=	1.00	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	7.44	Tnf/m2
G2 =	2.24	Tnf/m2
G3 =	4.74	Tnf/m2
G4 =	-0.47	Tnf/m2

5. Diseño de Zapata Z1



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	6.53 Tnf/m2
P ultima =	5.16 Tnf
Mu long =	-0.13 Tnf.m
Mu trans =	-0.72 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.45	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.20	m
I =	0.10	m4 * (hz^3)

0.05 ≤ hz

6.2. Otro caso:

$$Lv/2 \leq hz$$

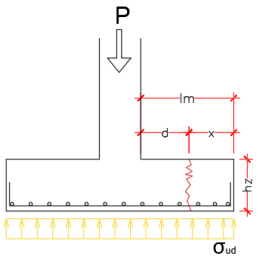
0.23 ≤ hz

USAR:

hz = 0.40 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

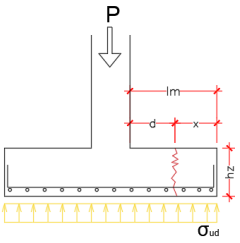
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.45 m
hz =	0.40 m
d =	0.34 m
x =	0.11 m
σud =	6.53 Tnf/m2
Vu =	0.83 Tnf
Ø Vc =	26.92 Tnf

Vu < ØVc

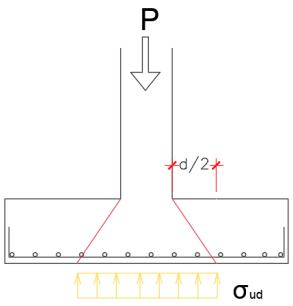
DIRECCION TRANSVERSAL



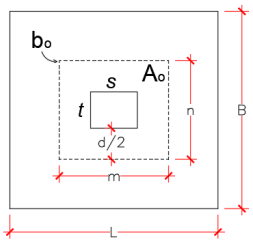
lm =	0.45 m
hz =	0.40 m
d =	0.33 m
x =	0.12 m
σud =	6.53 Tnf/m2
Vu =	0.93 Tnf
Ø Vc =	25.93 Tnf

Vu < ØVc

6.4.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



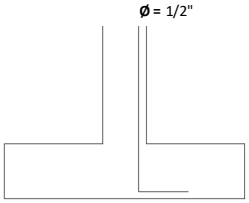
s =	0.30 m
t =	0.30 m
σud =	6.53 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.64 m
n =	0.64 m
bo =	2.57 m
Ao =	0.41 m2



dl =	0.34 m
dt =	0.33 m
d (min) =	0.33 m
Pu =	5.16 Tnf
Vup =	2.45 Tnf
ØVcp1 =	171.08 Tnf
ØVcp2 =	115.45 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:



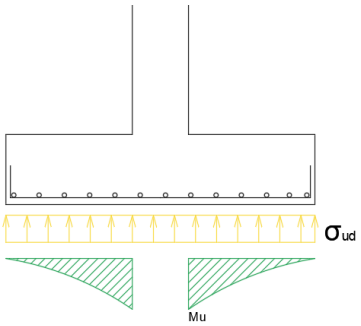
f'c =	210 kgf/m2
Ø =	1/2"
Ld =	27.94 cm
Ld =	0.28 m
hz =	0.40 m

hz > Ld

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



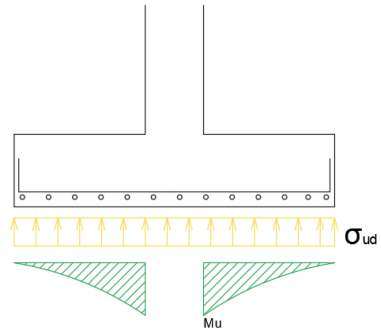
L =	1.20 m	**Mu =**	0.79 Tnf.m
B =	1.20 m	**b =**	1.20 m
dl =	0.34 m	**dL =**	0.34 m
hz =	0.40 m		
Lv =	0.45 m		
f'c =	210 kgf/m2	**Asmin =**	8.64 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	6.53 Tnf/m2	**Ø =**	1/2"
		# barras =	7
Wu =	7.84 Tnf/m		
		s =	18.33 cm
Mu =	0.79 Tnf.m	**s =**	17.50 cm

a	As
6.87	0.68
0.13	0.61
0.12	0.61

Usar :

Usar 1/2" @ 0.175 m

DIRECCION TRANSVERSAL



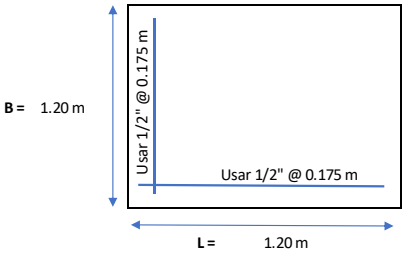
L =	1.20 m	**Mu =**	0.79 Tnf.m
B =	1.20 m	**L =**	1.20 m
dt =	0.33 m	**dt =**	0.33 m
hz =	0.40 m		
Lv =	0.45 m		
f'c =	210 kgf/m2	**Asmin =**	8.64 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	6.53 Tnf/m2	**Ø =**	1/2"
		# barras =	7
Wu =	7.84 Tnf/m		
		s =	18.33 cm
Mu =	0.79 Tnf.m	**s =**	17.50 cm

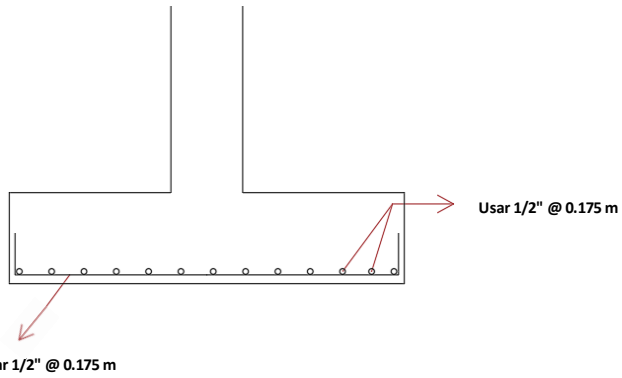
a	As
6.62	0.71
0.14	0.61
0.12	0.61

Usar :

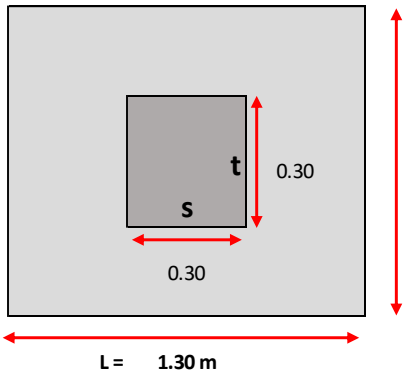
Usar 1/2" @ 0.175 m

9. Distribucción del Refuerzo:





5. Diseño de Zapata Z2



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	7.41 Tnf/m2
P ultima =	7.67 Tnf
Mu long =	-0.38 Tnf.m
Mu trans =	0.67 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.50	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.30	m
I =	0.11	m4 * (hz^3)

0.06 ≤ hz

6.2. Otro caso:

$$Lv/2 \leq hz$$

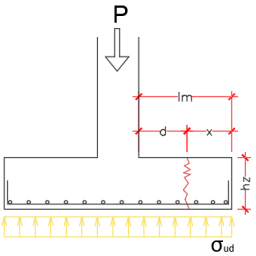
0.25 ≤ hz

USAR:

hz = 0.40 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

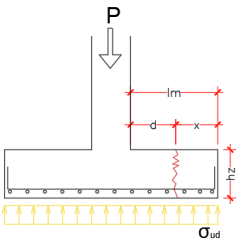
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.50 m
hz =	0.40 m
d =	0.34 m
x =	0.16 m
σud =	7.41 Tnf/m2
Vu =	1.51 Tnf
Ø Vc =	29.17 Tnf

Vu < ØVc

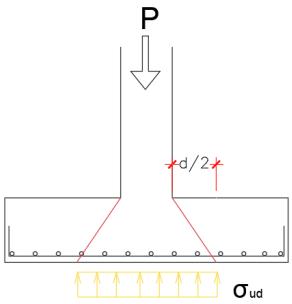
DIRECCION TRANSVERSAL



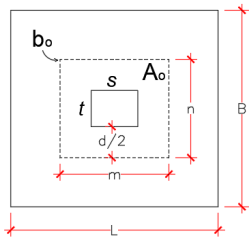
lm =	0.50 m
hz =	0.40 m
d =	0.33 m
x =	0.17 m
σud =	7.41 Tnf/m2
Vu =	1.63 Tnf
Ø Vc =	28.09 Tnf

Vu < ØVc

6.4.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



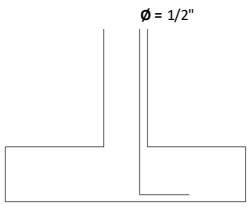
s =	0.30 m
t =	0.30 m
σud =	7.41 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.64 m
n =	0.64 m
bo =	2.57 m
Ao =	0.41 m2



dl =	0.34 m
dt =	0.33 m
d (min) =	0.33 m
Pu =	7.67 Tnf
Vup =	4.60 Tnf
ØVcp1 =	171.08 Tnf
ØVcp2 =	115.45 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:



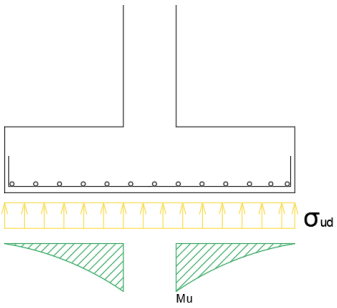
f'c =	210 kgf/m2
Ø =	1/2"
Ld =	27.94 cm
Ld =	0.28 m
hz =	0.40 m

hz > Ld

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



L =	1.30 m
B =	1.30 m
dl =	0.34 m
hz =	0.40 m
Lv =	0.50 m
f'c =	210 kgf/m2
fy =	4200 kgf/m2
σud =	7.41 Tnf/m2
Wu =	9.63 Tnf/m
Mu =	1.20 Tnf.m

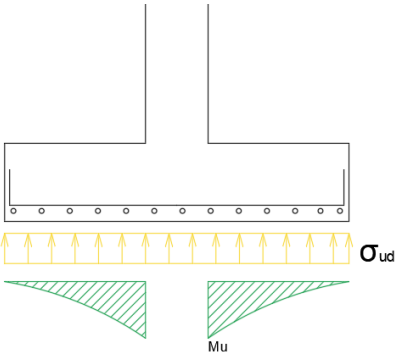
Mu =	1.20 Tnf.m
b =	1.30 m
dL =	0.34 m
Asmin =	9.36 cm2
Ø =	1/2"
# barras =	8
s =	17.14 cm
s =	15.00 cm

a	As
6.87	1.03
0.19	0.93
0.17	0.93

Usar :

Usar 1/2" @ 0.15 m

DIRECCION TRANSVERSAL



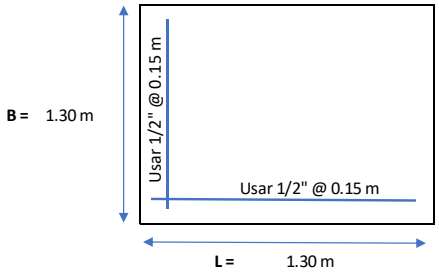
L =	1.30 m	Mu =	1.20 Tnf.m
B =	1.30 m	L =	1.30 m
dt =	0.33 m	dt =	0.33 m
hz =	0.40 m		
Lv =	0.50 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	9.36 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	7.41 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	8
Wu =	9.63 Tnf/m		
		s =	17.14 cm
Mu =	1.20 Tnf.m	s =	15.00 cm

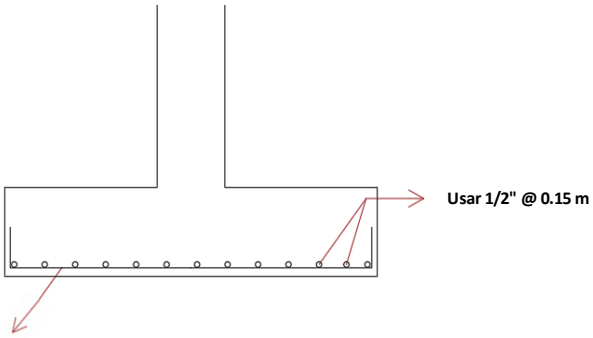
a	As
6.62	1.07
0.19	0.93
0.17	0.93

Usar :

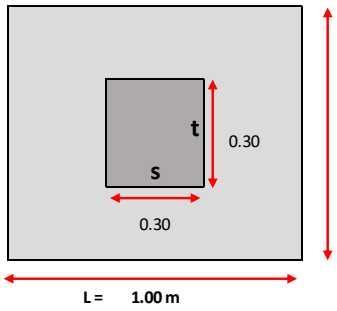
Usar 1/2" @ 0.15 m

9. Distribucción del Refuerzo:





5. Diseño de Zapata Z3



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	18.48 Tnf/m2
P ultima =	6.05 Tnf
Mu long =	-2.02 Tnf.m
Mu trans =	0.05 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.35	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.00	m
I =	0.08	m4 * (hz^3)

0.04 ≤ hz

6.2. Otro caso:

$$Lv/2 \leq hz$$

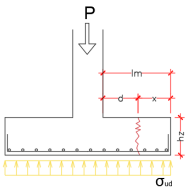
0.18 ≤ hz

USAR:

hz = 0.40 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

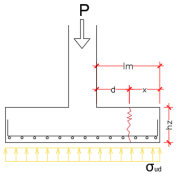
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.35 m
hz =	0.40 m
d =	0.34 m
x =	0.01 m
σud =	18.48 Tnf/m2
Vu =	0.12 Tnf
Ø Vc =	22.43 Tnf

Vu < ØVc

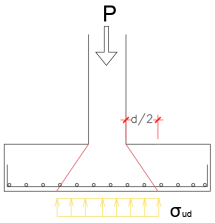
DIRECCION TRANSVERSAL



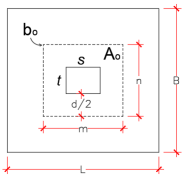
lm =	0.35 m
hz =	0.40 m
d =	0.33 m
x =	0.02 m
σud =	18.48 Tnf/m2
Vu =	0.35 Tnf
Ø Vc =	21.61 Tnf

Vu < ØVc

6.4.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



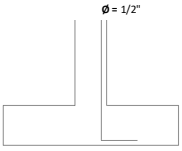
s =	0.30 m
t =	0.30 m
σud =	18.48 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.64 m
n =	0.64 m
bo =	2.57 m
Ao =	0.41 m2



dl =	0.34 m
dt =	0.33 m
d (min) =	0.33 m
Pu =	6.05 Tnf
Vup =	-1.60 Tnf
ØVcp1 =	171.08 Tnf
ØVcp2 =	115.45 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:



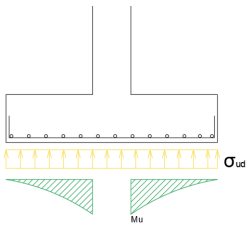
f'c =	210 kgf/m2
Ø =	1/2"
Ld =	27.94 cm
Ld =	0.28 m
hz =	0.40 m

hz > Ld

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



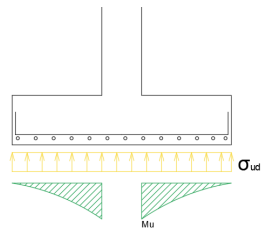
L =	1.00 m	Mu =	1.13 Tnf.m
B =	1.00 m	b =	1.00 m
dl =	0.34 m	dL =	0.34 m
hz =	0.40 m		
Lv =	0.35 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	7.20 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	18.48 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	6
Wu =	18.48 Tnf/m		
		s =	18.00 cm
Mu =	1.13 Tnf.m	s =	17.50 cm

a	As
6.87	0.97
0.23	0.87
0.21	0.87

Usar :

Usar 1/2" @ 0.175 m

DIRECCION TRANSVERSAL



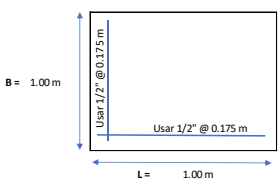
L =	1.00 m	Mu =	1.13 Tnf.m
B =	1.00 m	L =	1.00 m
dt =	0.33 m	dt =	0.33 m
hz =	0.40 m		
Lv =	0.35 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	7.20 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	18.48 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	6
Wu =	18.48 Tnf/m		
		s =	18.00 cm
Mu =	1.13 Tnf.m	s =	17.50 cm

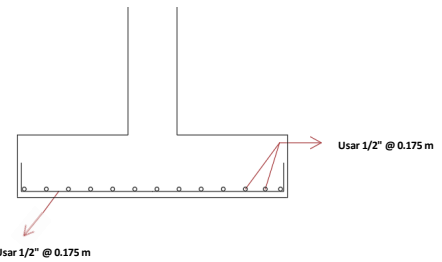
a	As
6.62	1.01
0.24	0.87
0.21	0.87

Usar :

Usar 1/2" @ 0.175 m

9. Distribucción del Refuerzo:



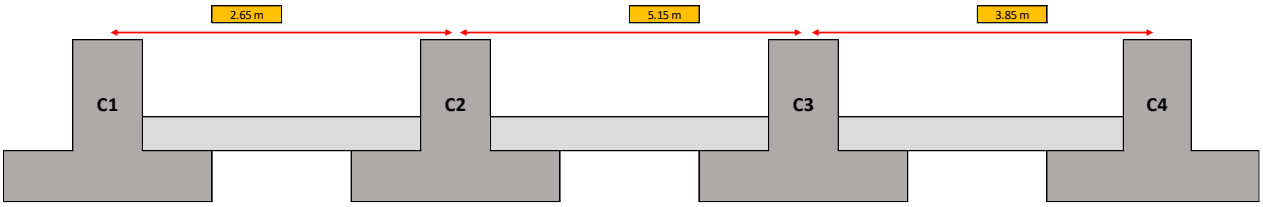


Fuente: Elaboración propia.

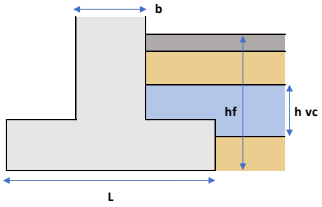
4.6.3 Diseño de cimentación Bloque D

Tabla 95: Diseño de Cimentación del Bloque D

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE C EJE A



	C1	C2	C3	C4
b =	0.35 m	0.35 m	0.35 m	0.35 m
h =	0.35 m	0.35 m	0.35 m	0.35 m
PD=	3.54 Tnf	6.51 Tnf	7.20 Tnf	4.26 Tnf
PL=	0.30 Tnf	0.89 Tnf	1.02 Tnf	0.44 Tnf
Dirección Longitudinal				
MD=	-0.05 Tnf-m	-0.13 Tnf-m	0.07 Tnf-m	0.10 Tnf-m
ML=	0.00 Tnf-m	0.00 Tnf-m	0.00 Tnf-m	0.00 Tnf-m
MS=	2.44 Tnf-m	2.70 Tnf-m	2.61 Tnf-m	2.31 Tnf-m
PS=	-1.16 Tnf	0.81 Tnf	-0.34 Tnf	0.70 Tnf
Dirección Transversal				
MD=	-0.56 Tnf-m	-1.02 Tnf-m	-1.14 Tnf-m	-0.68 Tnf-m
ML=	-0.09 Tnf-m	-0.21 Tnf-m	-0.25 Tnf-m	-0.12 Tnf-m
MS=	0.00 Tnf-m	0.00 Tnf-m	0.00 Tnf-m	0.00 Tnf-m
PS=	-0.71 Tnf	-0.49 Tnf	-0.68 Tnf	-0.59 Tnf



DATOS

σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
hf =	1.35	m
S/C=	400.00	kg/m2

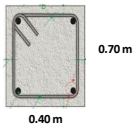
1. Calculo del esfuerzo neto del suelo:

a. Cuando no hay sismo:	6.20	Tnf/m2
SAFE:	8.75	Tnf/m2
b. Cuando hay sismo:	8.99	Tnf/m2
SAFE:	10.82	Tnf/m2

2. Dimensionamiento de la viga de cimentación

h = 0.69 m <> 0.70 m

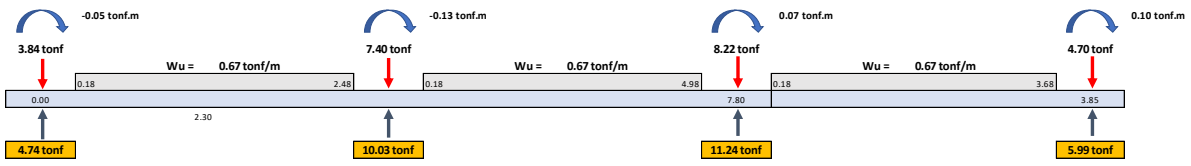
b = 0.40 m <> 0.40 m



3. Dimensionamiento:

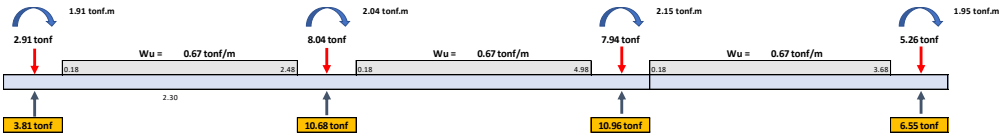
Area Tentativa	0.80 m	1.10 m	1.20 m	0.90 m
	0.80 m	1.10 m	1.20 m	0.90 m
	Dimensionamiento Z1	***Dimensionamiento Z2***	***Dimensionamiento Z3***	***Dimensionamiento Z3***
L=	1.20 m	1.80 m	1.80 m	1.40 m
B=	1.20 m	1.80 m	1.80 m	1.40 m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



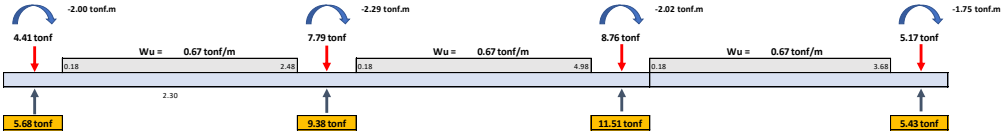
	Zapata N1	*Zapata N2*	*Zapata N3*	*Zapata N4*
MT=	-0.65 Tnf-m	-1.23 Tnf-m	-1.39 Tnf-m	-0.80 Tnf-m
R2=	4.74 Tnf	10.03 Tnf	11.24 Tnf	5.99 Tnf
	Verificación de Esfuerzos en el Suelo	***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***	***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***	***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***
G1=	1.05 Tnf/m2	1.83 Tnf/m2	2.04 Tnf/m2	1.32 Tnf/m2
G2=	5.53 Tnf/m2	4.36 Tnf/m2	4.90 Tnf/m2	4.80 Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



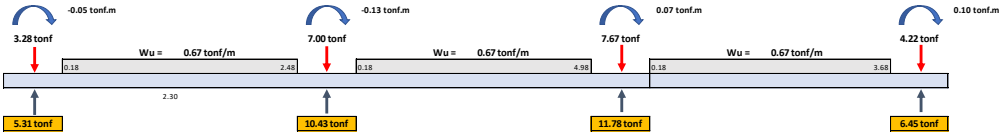
Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3			Zapata N4		
MT=	-0.65	Tnf-m	MT=	-1.23	Tnf-m	MT=	-1.39	Tnf-m	MT=	-0.80	Tnf-m
R2=	3.81	Tnf	R2=	10.68	Tnf	R2=	10.96	Tnf	R2=	6.55	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	0.40	Tnf/m2	G1=	2.03	Tnf/m2	G1=	1.95	Tnf/m2	G1=	1.60	Tnf/m2
G2=	4.89	Tnf/m2	G2=	4.56	Tnf/m2	G2=	4.81	Tnf/m2	G2=	5.08	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



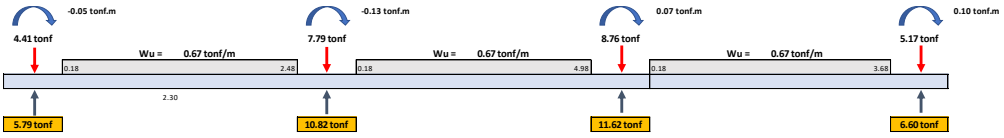
Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3			Zapata N3		
MT=	-0.65	Tnf-m	MT=	-1.23	Tnf-m	MT=	-1.39	Tnf-m	MT=	-0.80	Tnf-m
R2=	5.68	Tnf	R2=	9.38	Tnf	R2=	11.51	Tnf	R2=	5.43	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	1.70	Tnf/m2	G1=	1.63	Tnf/m2	G1=	2.12	Tnf/m2	G1=	1.03	Tnf/m2
G2=	6.19	Tnf/m2	G2=	4.16	Tnf/m2	G2=	4.98	Tnf/m2	G2=	4.51	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3			Zapata N4		
MT=	-0.65	Tnf-m	MT=	-1.23	Tnf-m	MT=	-1.39	Tnf-m	MT=	-0.80	Tnf-m
R2=	5.31	Tnf	R2=	10.43	Tnf	R2=	11.78	Tnf	R2=	6.45	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	1.45	Tnf/m2	G1=	1.95	Tnf/m2	G1=	2.21	Tnf/m2	G1=	1.55	Tnf/m2
G2=	5.93	Tnf/m2	G2=	4.48	Tnf/m2	G2=	5.06	Tnf/m2	G2=	5.03	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

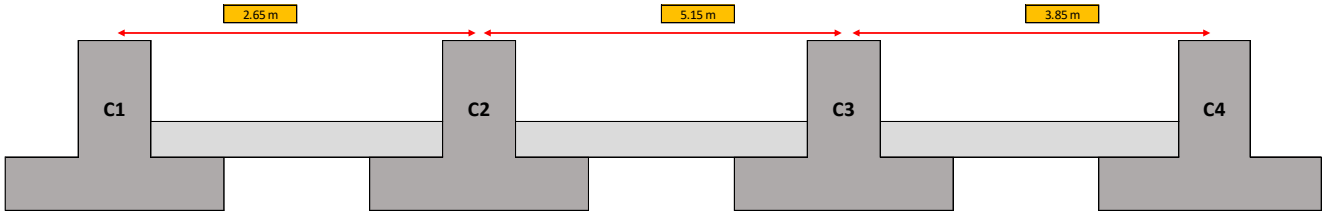


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3			Zapata N4		
MT=	-0.65	Tnf-m	MT=	-1.23	Tnf-m	MT=	-1.39	Tnf-m	MT=	-0.80	Tnf-m
R2=	5.79	Tnf	R2=	10.82	Tnf	R2=	11.62	Tnf	R2=	6.60	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	1.78	Tnf/m2	G1=	2.07	Tnf/m2	G1=	2.16	Tnf/m2	G1=	1.63	Tnf/m2
G2=	6.26	Tnf/m2	G2=	4.60	Tnf/m2	G2=	5.02	Tnf/m2	G2=	5.11	Tnf/m2

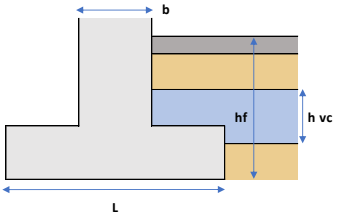
4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negati		
P ultima =	5.51	Tnf	P ultima =	9.74	Tnf	P ultima =	9.59	Tnf	P ultima =	6.46	Tnf
Mu long =	-0.06	Tnf.m	Mu long =	-0.16	Tnf.m	Mu long =	0.08	Tnf.m	Mu long =	0.13	Tnf.m
Mu trans =	-0.81	Tnf.m	Mu trans =	-1.54	Tnf.m	Mu trans =	-1.74	Tnf.m	Mu trans =	-1.00	Tnf.m
σud =	6.83	Tnf/m2	σud =	4.75	Tnf/m2	σud =	4.83	Tnf/m2	σud =	5.75	Tnf/m2
Longitudes Finales :			Longitudes Finales :			Longitudes Finales :			Longitudes Finales :		
L=	1.20	m	L=	1.80	m	L=	1.80	m	L=	1.40	m
B=	1.20	m	B=	1.80	m	B=	1.80	m	B=	1.40	m
Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación		
G1 =	0.82	Tnf/m2	G1 =	1.26	Tnf/m2	G1 =	1.26	Tnf/m2	G1 =	1.40	Tnf/m2
G2 =	1.23	Tnf/m2	G2 =	1.59	Tnf/m2	G2 =	1.09	Tnf/m2	G2 =	0.84	Tnf/m2
G3 =	6.43	Tnf/m2	G3 =	4.43	Tnf/m2	G3 =	4.83	Tnf/m2	G3 =	5.75	Tnf/m2
G4 =	6.83	Tnf/m2	G4 =	4.75	Tnf/m2	G4 =	4.66	Tnf/m2	G4 =	5.19	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE C EJE B



C1			C2			C3			C4		
b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m
h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m
PD=	6.67	Tnf	PD=	12.48	Tnf	PD=	13.95	Tnf	PD=	8.12	Tnf
PL=	0.79	Tnf	PL=	2.24	Tnf	PL=	2.58	Tnf	PL=	1.12	Tnf
Dirección Longitudinal			**Dirección Longitudinal**			**Dirección Longitudinal**			**Dirección Longitudinal**		
MD=	-0.04	Tnf-m	MD=	-0.10	Tnf-m	MD=	0.05	Tnf-m	MD=	0.07	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m
MS=	2.62	Tnf-m	MS=	2.90	Tnf-m	MS=	2.80	Tnf-m	MS=	2.48	Tnf-m
PS=	-1.17	Tnf	PS=	0.90	Tnf	PS=	-0.40	Tnf	PS=	0.67	Tnf
Dirección Transversal			**Dirección Transversal**			**Dirección Transversal**			**Dirección Transversal**		
MD=	-0.04	Tnf-m	MD=	-0.04	Tnf-m	MD=	-0.04	Tnf-m	MD=	-0.04	Tnf-m
ML=	-0.01	Tnf-m	ML=	-0.01	Tnf-m	ML=	-0.01	Tnf-m	ML=	-0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.16	Tnf	PS=	0.28	Tnf	PS=	0.23	Tnf	PS=	0.30	Tnf



DATOS

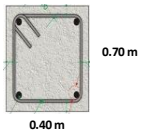
σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
hf =	1.35	m
S/C=	400.00	kg/m2

1. Calculo del esfuerzo neto del suelo:

a. Cuando no hay sismo:	6.20	Tnf/m2
SAFE:	8.75	Tnf/m2
b. Cuando hay sismo:	8.99	Tnf/m2
SAFE:	10.82	Tnf/m2

2. Dimensionamiento de la viga de cimentación

h =	0.69 m <>	0.70 m
b =	0.40 m <>	0.40 m

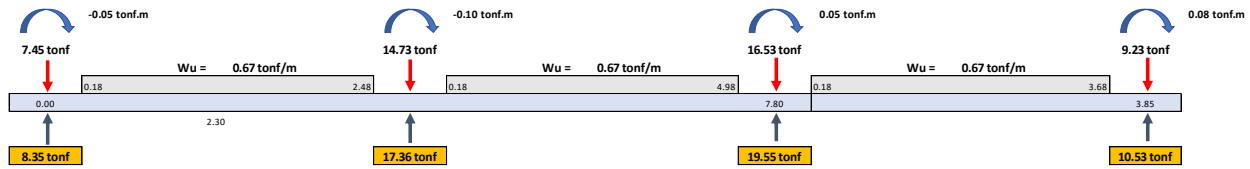


3. Dimensionamiento:

Z1	Z2	Z3	Z3
Area Tentativa	Area Tentativa	Area Tentativa	Area Tentativa
1.10 m	1.50 m	1.60 m	1.20 m
1.10 m	1.50 m	1.60 m	1.20 m

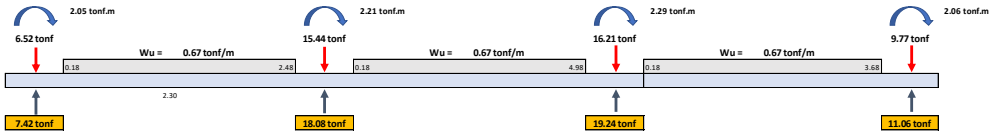
Dimensionamiento Z1			*Dimensionamiento Z2*			*Dimensionamiento Z3*			*Dimensionamiento Z3*		
L=	1.20	m	L=	1.80	m	L=	1.80	m	L=	1.40	m
B=	1.20	m	B=	1.80	m	B=	1.80	m	B=	1.40	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



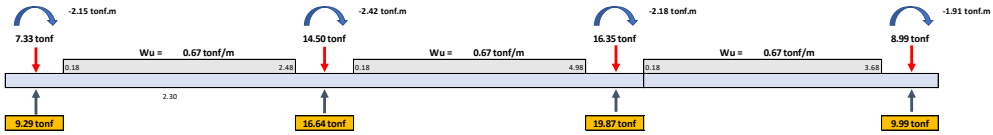
Zapata N1			*Zapata N2*			*Zapata N3*			*Zapata N4*		
MT=	-0.05	Tnf-m	MT=	-0.05	Tnf-m	MT=	-0.05	Tnf-m	MT=	-0.05	Tnf-m
R2=	8.35	Tnf	R2=	17.36	Tnf	R2=	19.55	Tnf	R2=	10.53	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***			***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***			***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***		
G1=	5.64	Tnf/m2	G1=	5.31	Tnf/m2	G1=	5.98	Tnf/m2	G1=	5.27	Tnf/m2
G2=	5.96	Tnf/m2	G2=	5.41	Tnf/m2	G2=	6.09	Tnf/m2	G2=	5.48	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



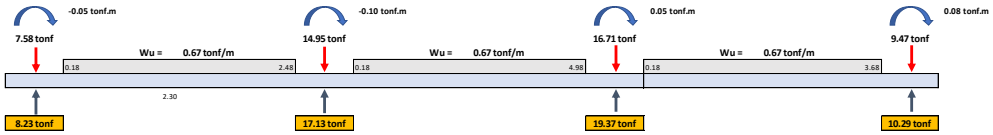
Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3			Zapata N4		
MT=	-0.05	Tnf-m	MT=	-0.05	Tnf-m	MT=	-0.05	Tnf-m	MT=	-0.05	Tnf-m
R2=	7.42	Tnf	R2=	18.08	Tnf	R2=	19.24	Tnf	R2=	11.06	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			**Verificación de Esfuerzos en el Suelo**			**Verificación de Esfuerzos en el Suelo**			**Verificación de Esfuerzos en el Suelo**		
G1=	4.99	Tnf/m2	G1=	5.53	Tnf/m2	G1=	5.89	Tnf/m2	G1=	5.54	Tnf/m2
G2=	5.31	Tnf/m2	G2=	5.63	Tnf/m2	G2=	5.99	Tnf/m2	G2=	5.75	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



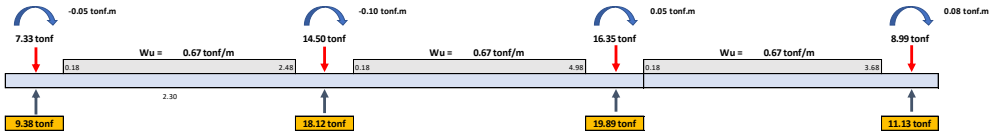
Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3			Zapata N3		
MT=	-0.05	Tnf-m	MT=	-0.05	Tnf-m	MT=	-0.05	Tnf-m	MT=	-0.05	Tnf-m
R2=	9.29	Tnf	R2=	16.64	Tnf	R2=	19.87	Tnf	R2=	9.99	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			**Verificación de Esfuerzos en el Suelo**			**Verificación de Esfuerzos en el Suelo**			**Verificación de Esfuerzos en el Suelo**		
G1=	6.29	Tnf/m2	G1=	5.08	Tnf/m2	G1=	6.08	Tnf/m2	G1=	4.99	Tnf/m2
G2=	6.61	Tnf/m2	G2=	5.19	Tnf/m2	G2=	6.19	Tnf/m2	G2=	5.20	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3			Zapata N4		
MT=	-0.05	Tnf-m	MT=	-0.05	Tnf-m	MT=	-0.05	Tnf-m	MT=	-0.05	Tnf-m
R2=	8.23	Tnf	R2=	17.13	Tnf	R2=	19.37	Tnf	R2=	10.29	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			**Verificación de Esfuerzos en el Suelo**			**Verificación de Esfuerzos en el Suelo**			**Verificación de Esfuerzos en el Suelo**		
G1=	5.55	Tnf/m2	G1=	5.24	Tnf/m2	G1=	5.93	Tnf/m2	G1=	5.14	Tnf/m2
G2=	5.88	Tnf/m2	G2=	5.34	Tnf/m2	G2=	6.03	Tnf/m2	G2=	5.36	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

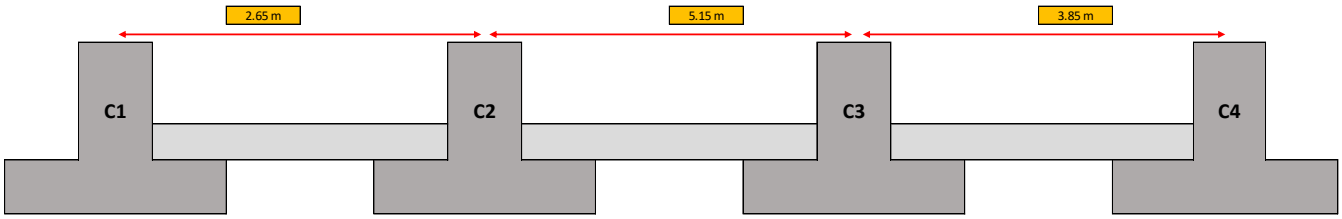


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3			Zapata N4		
MT=	-0.05	Tnf-m	MT=	-0.05	Tnf-m	MT=	-0.05	Tnf-m	MT=	-0.05	Tnf-m
R2=	9.38	Tnf	R2=	18.12	Tnf	R2=	19.89	Tnf	R2=	11.13	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			**Verificación de Esfuerzos en el Suelo**			**Verificación de Esfuerzos en el Suelo**			**Verificación de Esfuerzos en el Suelo**		
G1=	6.35	Tnf/m2	G1=	5.54	Tnf/m2	G1=	6.09	Tnf/m2	G1=	5.57	Tnf/m2
G2=	6.68	Tnf/m2	G2=	5.64	Tnf/m2	G2=	6.19	Tnf/m2	G2=	5.79	Tnf/m2

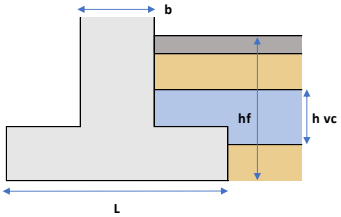
4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negati		
P ultima =	9.16	Tnf	P ultima =	18.13	Tnf	P ultima =	20.44	Tnf	P ultima =	11.24	Tnf
Mu long =	-0.06	Tnf.m	Mu long =	-0.13	Tnf.m	Mu long =	0.07	Tnf.m	Mu long =	0.10	Tnf.m
Mu trans =	-0.06	Tnf.m	Mu trans =	-0.06	Tnf.m	Mu trans =	-0.06	Tnf.m	Mu trans =	-0.06	Tnf.m
σud =	6.77	Tnf/m2	σud =	5.79	Tnf/m2	σud =	6.44	Tnf/m2	σud =	6.08	Tnf/m2
Longitudes Finales :			**Longitudes Finales :**			**Longitudes Finales :**			**Longitudes Finales :**		
L=	1.20	m	L=	1.80	m	L=	1.80	m	L=	1.40	m
B=	1.20	m	B=	1.80	m	B=	1.80	m	B=	1.40	m
Esfuerzos en el suelo de fundación			**Esfuerzos en el suelo de fundación**			**Esfuerzos en el suelo de fundación**			**Esfuerzos en el suelo de fundación**		
G1 =	5.95	Tnf/m2	G1 =	5.40	Tnf/m2	G1 =	6.31	Tnf/m2	G1 =	5.82	Tnf/m2
G2 =	6.37	Tnf/m2	G2 =	5.66	Tnf/m2	G2 =	6.17	Tnf/m2	G2 =	5.39	Tnf/m2
G3 =	6.35	Tnf/m2	G3 =	5.53	Tnf/m2	G3 =	6.44	Tnf/m2	G3 =	6.08	Tnf/m2
G4 =	6.77	Tnf/m2	G4 =	5.79	Tnf/m2	G4 =	6.31	Tnf/m2	G4 =	5.66	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE D EJE C



C1			C2			C3			C4		
b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m
h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m
PD=	5.27	Tnf	PD=	9.79	Tnf	PD=	10.90	Tnf	PD=	6.39	Tnf
PL=	0.58	Tnf	PL=	1.68	Tnf	PL=	1.93	Tnf	PL=	0.83	Tnf
Dirección Longitudinal			**Dirección Longitudinal**			**Dirección Longitudinal**			**Dirección Longitudinal**		
MD=	-0.04	Tnf-m	MD=	-0.09	Tnf-m	MD=	0.05	Tnf-m	MD=	0.07	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m
MS=	2.81	Tnf-m	MS=	3.10	Tnf-m	MS=	2.99	Tnf-m	MS=	2.66	Tnf-m
PS=	-1.30	Tnf	PS=	0.93	Tnf	PS=	-0.40	Tnf	PS=	0.77	Tnf
Dirección Transversal			**Dirección Transversal**			**Dirección Transversal**			**Dirección Transversal**		
MD=	0.22	Tnf-m	MD=	0.45	Tnf-m	MD=	0.51	Tnf-m	MD=	0.27	Tnf-m
ML=	0.03	Tnf-m	ML=	0.10	Tnf-m	ML=	0.11	Tnf-m	ML=	0.05	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.34	Tnf	PS=	-0.37	Tnf	PS=	-0.39	Tnf	PS=	-0.41	Tnf



DATOS

σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
hf =	1.35	m
S/C=	400.00	kg/m2

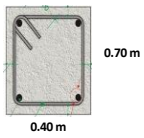
1. Calculo del esfuerzo neto del suelo:

a. Cuando no hay sismo:	6.20	Tnf/m2
SAFE:	8.75	Tnf/m2
b. Cuando hay sismo:	8.99	Tnf/m2
SAFE:	10.82	Tnf/m2

2. Dimensionamiento de la viga de cimentación

h = 0.69 m <> 0.70 m

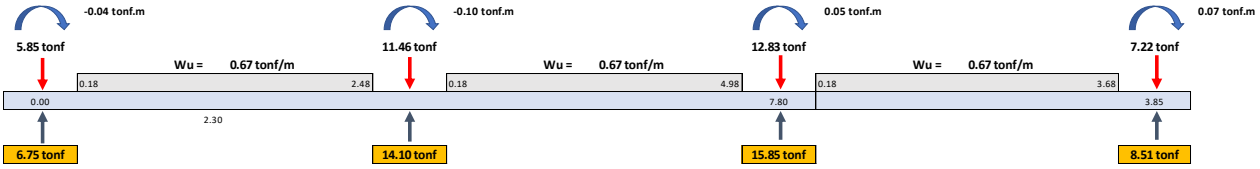
b = 0.40 m <> 0.40 m



3. Dimensionamiento:

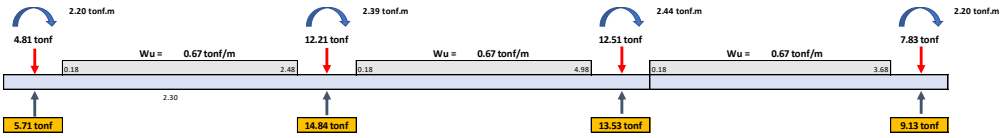
Z1	Z2	Z3	Z3
Area Tentativa	Area Tentativa	Area Tentativa	Area Tentativa
1.00 m	1.40 m	1.40 m	1.10 m
1.00 m	1.40 m	1.40 m	1.10 m
Dimensionamiento Z1	***Dimensionamiento Z2***	***Dimensionamiento Z3***	***Dimensionamiento Z3***
L= 1.20 m	L= 1.80 m	L= 1.80 m	L= 1.40 m
B= 1.20 m	B= 1.80 m	B= 1.80 m	B= 1.40 m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



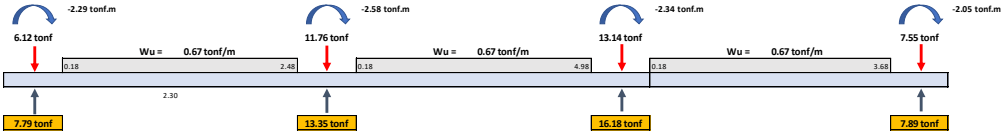
Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3			Zapata N4		
MT=	0.25	Tnf-m	MT=	0.54	Tnf-m	MT=	0.62	Tnf-m	MT=	0.32	Tnf-m
R2=	6.75	Tnf	R2=	14.10	Tnf	R2=	15.85	Tnf	R2=	8.51	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***			***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***			***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***		
G1=	5.55	Tnf/m2	G1=	4.91	Tnf/m2	G1=	5.53	Tnf/m2	G1=	5.04	Tnf/m2
G2=	3.83	Tnf/m2	G2=	3.79	Tnf/m2	G2=	4.25	Tnf/m2	G2=	3.64	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



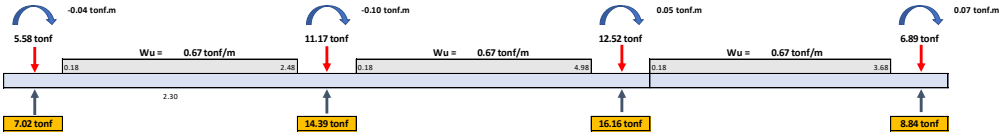
Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3			Zapata N4		
MT=	0.25	Tnf-m	MT=	0.54	Tnf-m	MT=	0.62	Tnf-m	MT=	0.32	Tnf-m
R2=	5.71	Tnf	R2=	14.84	Tnf	R2=	13.53	Tnf	R2=	9.13	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	4.82	Tnf/m2	G1=	5.14	Tnf/m2	G1=	4.82	Tnf/m2	G1=	5.36	Tnf/m2
G2=	3.11	Tnf/m2	G2=	4.02	Tnf/m2	G2=	3.54	Tnf/m2	G2=	3.96	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



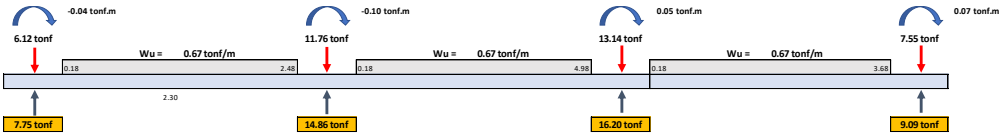
Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3			Zapata N3		
MT=	0.25	Tnf-m	MT=	0.54	Tnf-m	MT=	0.62	Tnf-m	MT=	0.32	Tnf-m
R2=	7.79	Tnf	R2=	13.35	Tnf	R2=	16.18	Tnf	R2=	7.89	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	6.27	Tnf/m2	G1=	4.68	Tnf/m2	G1=	5.63	Tnf/m2	G1=	4.73	Tnf/m2
G2=	4.55	Tnf/m2	G2=	3.56	Tnf/m2	G2=	4.35	Tnf/m2	G2=	3.33	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3			Zapata N4		
MT=	0.25	Tnf-m	MT=	0.54	Tnf-m	MT=	0.62	Tnf-m	MT=	0.32	Tnf-m
R2=	7.02	Tnf	R2=	14.39	Tnf	R2=	16.16	Tnf	R2=	8.84	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	5.73	Tnf/m2	G1=	5.00	Tnf/m2	G1=	5.63	Tnf/m2	G1=	5.21	Tnf/m2
G2=	4.02	Tnf/m2	G2=	3.88	Tnf/m2	G2=	4.35	Tnf/m2	G2=	3.81	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

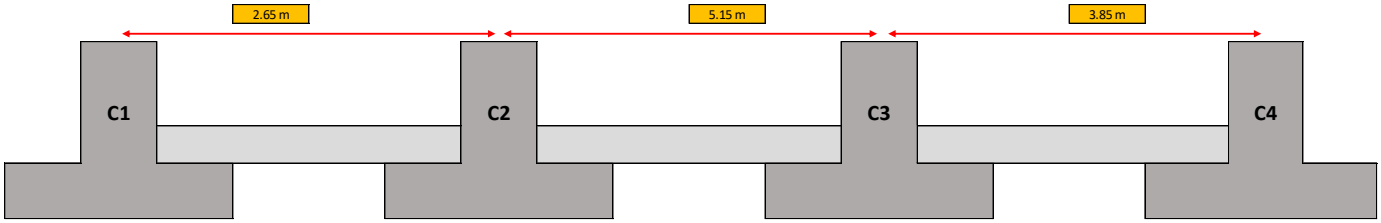


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3			Zapata N4		
MT=	0.25	Tnf-m	MT=	0.54	Tnf-m	MT=	0.62	Tnf-m	MT=	0.32	Tnf-m
R2=	7.75	Tnf	R2=	14.86	Tnf	R2=	16.20	Tnf	R2=	9.09	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	6.24	Tnf/m2	G1=	5.15	Tnf/m2	G1=	5.64	Tnf/m2	G1=	5.34	Tnf/m2
G2=	4.52	Tnf/m2	G2=	4.03	Tnf/m2	G2=	4.36	Tnf/m2	G2=	3.94	Tnf/m2

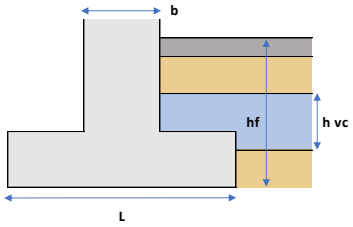
4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negati		
P ultima =	8.61	Tnf	P ultima =	14.70	Tnf	P ultima =	16.42	Tnf	P ultima =	9.43	Tnf
Mu long =	-2.86	Tnf.m	Mu long =	-0.12	Tnf.m	Mu long =	0.06	Tnf.m	Mu long =	0.09	Tnf.m
Mu trans =	0.31	Tnf.m	Mu trans =	0.68	Tnf.m	Mu trans =	0.78	Tnf.m	Mu trans =	0.40	Tnf.m
σud =	16.99	Tnf/m2	σud =	5.36	Tnf/m2	σud =	5.93	Tnf/m2	σud =	5.89	Tnf/m2
Longitudes Finales :			Longitudes Finales :			Longitudes Finales :			Longitudes Finales :		
L=	1.20	m	L=	1.80	m	L=	1.80	m	L=	1.40	m
B=	1.20	m	B=	1.80	m	B=	1.80	m	B=	1.40	m
Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación		
G1 =	-2.88	Tnf/m2	G1 =	5.11	Tnf/m2	G1 =	5.93	Tnf/m2	G1 =	5.89	Tnf/m2
G2 =	16.99	Tnf/m2	G2 =	5.36	Tnf/m2	G2 =	5.80	Tnf/m2	G2 =	5.49	Tnf/m2
G3 =	-5.03	Tnf/m2	G3 =	3.72	Tnf/m2	G3 =	4.33	Tnf/m2	G3 =	4.14	Tnf/m2
G4 =	14.85	Tnf/m2	G4 =	3.96	Tnf/m2	G4 =	4.20	Tnf/m2	G4 =	3.74	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE C EJE B



C1			C2			C3			C4		
b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m
h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m
PD=	5.77	Tnf	PD=	10.72	Tnf	PD=	11.95	Tnf	PD=	7.00	Tnf
PL=	0.65	Tnf	PL=	1.87	Tnf	PL=	2.15	Tnf	PL=	0.93	Tnf
Dirección Longitudinal			**Dirección Longitudinal**			**Dirección Longitudinal**			**Dirección Longitudinal**		
MD=	-0.04	Tnf-m	MD=	-0.10	Tnf-m	MD=	0.05	Tnf-m	MD=	0.07	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m
MS=	2.93	Tnf-m	MS=	3.24	Tnf-m	MS=	3.12	Tnf-m	MS=	2.77	Tnf-m
PS=	-1.31	Tnf	PS=	1.00	Tnf	PS=	-0.44	Tnf	PS=	0.75	Tnf
Dirección Transversal			**Dirección Transversal**			**Dirección Transversal**			**Dirección Transversal**		
MD=	-0.38	Tnf-m	MD=	-0.68	Tnf-m	MD=	-0.76	Tnf-m	MD=	-0.46	Tnf-m
ML=	-0.06	Tnf-m	ML=	-0.14	Tnf-m	ML=	-0.16	Tnf-m	ML=	-0.08	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.26	Tnf	PS=	0.16	Tnf	PS=	0.24	Tnf	PS=	0.20	Tnf



DATOS

σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
hf =	1.35	m
S/C=	400.00	kg/m2

1. Calculo del esfuerzo neto del suelo:

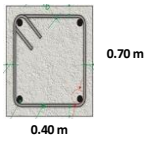
a. Cuando no hay sismo: 6.20 Tnf/m2
SAFE: 8.75 Tnf/m2

b. Cuando hay sismo: 8.99 Tnf/m2
SAFE: 10.82 Tnf/m2

2. Dimensionamiento de la viga de cimentación

h = 0.69 m <> 0.70 m

b = 0.40 m <> 0.40 m

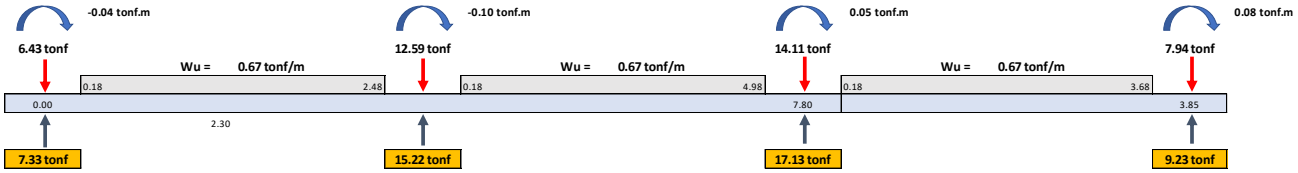


3. Dimensionamiento:

Area Tentativa	1.00 m	Area Tentativa	1.40 m	Area Tentativa	1.50 m	Area Tentativa	1.10 m
1.00 m		1.40 m		1.50 m		1.10 m	

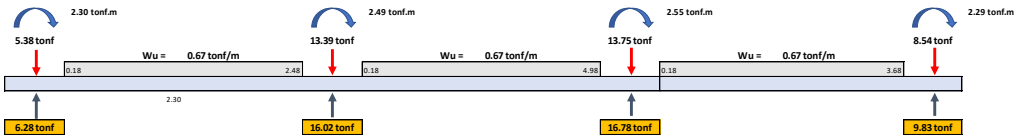
Dimensionamiento Z1			***Dimensionamiento Z2***			***Dimensionamiento Z3***			***Dimensionamiento Z3***		
L=	1.40	m	L=	1.80	m	L=	1.80	m	L=	1.40	m
B=	1.40	m	B=	1.80	m	B=	1.80	m	B=	1.40	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



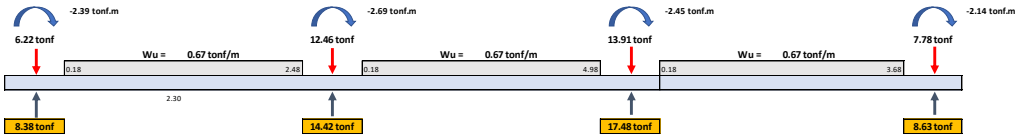
Zapata N1			***Zapata N2***			***Zapata N3***			***Zapata N4***		
MT=	-0.44	Tnf-m	MT=	-0.82	Tnf-m	MT=	-0.93	Tnf-m	MT=	-0.54	Tnf-m
R2=	7.33	Tnf	R2=	15.22	Tnf	R2=	17.13	Tnf	R2=	9.23	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***			***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***			***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***		
G1=	2.77	Tnf/m2	G1=	3.85	Tnf/m2	G1=	4.33	Tnf/m2	G1=	3.52	Tnf/m2
G2=	4.71	Tnf/m2	G2=	5.54	Tnf/m2	G2=	6.24	Tnf/m2	G2=	5.90	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



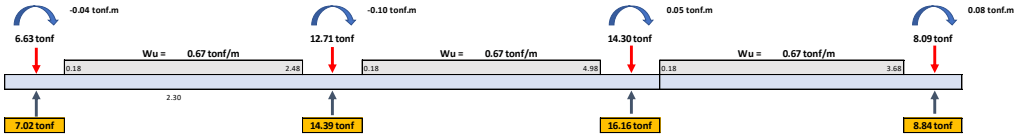
Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3			Zapata N4		
MT=	-0.44	Tnf-m	MT=	-0.82	Tnf-m	MT=	-0.93	Tnf-m	MT=	-0.54	Tnf-m
R2=	6.28	Tnf	R2=	16.02	Tnf	R2=	16.78	Tnf	R2=	9.83	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	2.23	Tnf/m2	G1=	4.10	Tnf/m2	G1=	4.23	Tnf/m2	G1=	3.83	Tnf/m2
G2=	4.17	Tnf/m2	G2=	5.79	Tnf/m2	G2=	6.13	Tnf/m2	G2=	6.20	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



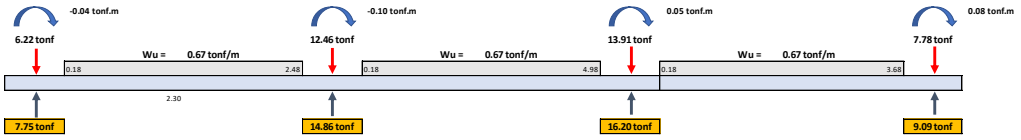
Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3			Zapata N3		
MT=	-0.44	Tnf-m	MT=	-0.82	Tnf-m	MT=	-0.93	Tnf-m	MT=	-0.54	Tnf-m
R2=	8.38	Tnf	R2=	14.42	Tnf	R2=	17.48	Tnf	R2=	8.63	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	3.31	Tnf/m2	G1=	3.60	Tnf/m2	G1=	4.44	Tnf/m2	G1=	3.22	Tnf/m2
G2=	5.25	Tnf/m2	G2=	5.30	Tnf/m2	G2=	6.35	Tnf/m2	G2=	5.59	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3			Zapata N4		
MT=	-0.44	Tnf-m	MT=	-0.82	Tnf-m	MT=	-0.93	Tnf-m	MT=	-0.54	Tnf-m
R2=	7.02	Tnf	R2=	14.39	Tnf	R2=	16.16	Tnf	R2=	8.84	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	2.61	Tnf/m2	G1=	3.59	Tnf/m2	G1=	4.03	Tnf/m2	G1=	3.32	Tnf/m2
G2=	4.55	Tnf/m2	G2=	5.29	Tnf/m2	G2=	5.94	Tnf/m2	G2=	5.70	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

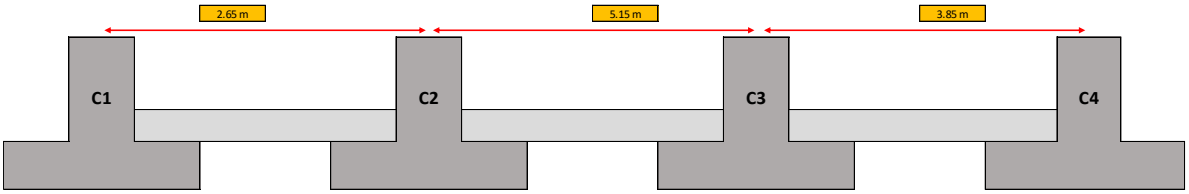


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3			Zapata N4		
MT=	-0.44	Tnf-m	MT=	-0.82	Tnf-m	MT=	-0.93	Tnf-m	MT=	-0.54	Tnf-m
R2=	7.75	Tnf	R2=	14.86	Tnf	R2=	16.20	Tnf	R2=	9.09	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	2.98	Tnf/m2	G1=	3.74	Tnf/m2	G1=	4.05	Tnf/m2	G1=	3.45	Tnf/m2
G2=	4.92	Tnf/m2	G2=	5.43	Tnf/m2	G2=	5.95	Tnf/m2	G2=	5.82	Tnf/m2

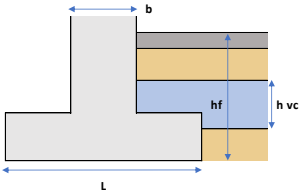
4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negati		
P ultima =	7.78	Tnf	P ultima =	15.57	Tnf	P ultima =	17.39	Tnf	P ultima =	9.72	Tnf
Mu long =	-0.05	Tnf.m	Mu long =	-0.12	Tnf.m	Mu long =	0.07	Tnf.m	Mu long =	0.10	Tnf.m
Mu trans =	-0.55	Tnf.m	Mu trans =	-1.03	Tnf.m	Mu trans =	-1.16	Tnf.m	Mu trans =	-0.68	Tnf.m
σud =	5.30	Tnf/m2	σud =	5.99	Tnf/m2	σud =	6.63	Tnf/m2	σud =	6.65	Tnf/m2
Longitudes Finales :			Longitudes Finales :			Longitudes Finales :			Longitudes Finales :		
L=	1.40	m	L=	1.80	m	L=	1.80	m	L=	1.40	m
B=	1.40	m	B=	1.80	m	B=	1.80	m	B=	1.40	m
Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación		
G1 =	2.64	Tnf/m2	G1 =	3.62	Tnf/m2	G1 =	4.24	Tnf/m2	G1 =	3.69	Tnf/m2
G2 =	2.88	Tnf/m2	G2 =	3.87	Tnf/m2	G2 =	4.11	Tnf/m2	G2 =	3.27	Tnf/m2
G3 =	5.06	Tnf/m2	G3 =	5.74	Tnf/m2	G3 =	6.63	Tnf/m2	G3 =	6.65	Tnf/m2
G4 =	5.30	Tnf/m2	G4 =	5.99	Tnf/m2	G4 =	6.49	Tnf/m2	G4 =	6.23	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE D EJE E



C1			C2			C3			C4		
b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m
h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m
PD=	3.79	Tnf	PD=	7.01	Tnf	PD=	7.76	Tnf	PD=	4.57	Tnf
PL=	0.34	Tnf	PL=	0.99	Tnf	PL=	1.14	Tnf	PL=	0.49	Tnf
Dirección Longitudinal			**Dirección Longitudinal**			**Dirección Longitudinal**			**Dirección Longitudinal**		
MD=	-0.04	Tnf-m	MD=	-0.12	Tnf-m	MD=	0.07	Tnf-m	MD=	0.10	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m
MS=	3.12	Tnf-m	MS=	3.44	Tnf-m	MS=	3.32	Tnf-m	MS=	2.95	Tnf-m
PS=	-1.36	Tnf	PS=	1.07	Tnf	PS=	-0.48	Tnf	PS=	0.77	Tnf
Dirección Transversal			**Dirección Transversal**			**Dirección Transversal**			**Dirección Transversal**		
MD=	0.64	Tnf-m	MD=	1.23	Tnf-m	MD=	1.40	Tnf-m	MD=	0.80	Tnf-m
ML=	0.10	Tnf-m	ML=	0.26	Tnf-m	ML=	0.30	Tnf-m	ML=	0.13	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.63	Tnf	PS=	0.42	Tnf	PS=	0.60	Tnf	PS=	0.51	Tnf



DATOS

σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
hf =	1.35	m
S/C=	400.00	kg/m2

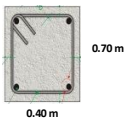
1. Calculo del esfuerzo neto del suelo:

a. Cuando no hay sismo:	6.20	Tnf/m2
SAFE:	8.75	Tnf/m2
b. Cuando hay sismo:	8.99	Tnf/m2
SAFE:	10.82	Tnf/m2

2. Dimensionamiento de la viga de cimentación

h = 0.69 m <> 0.70 m

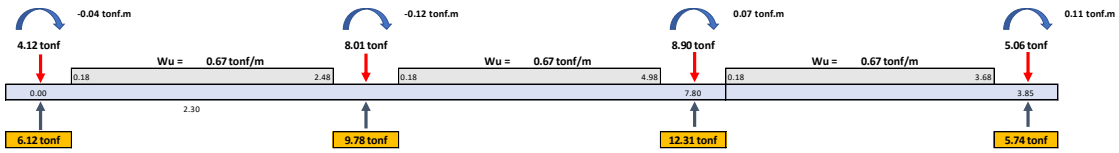
b = 0.40 m <> 0.40 m



3. Dimensionamiento:

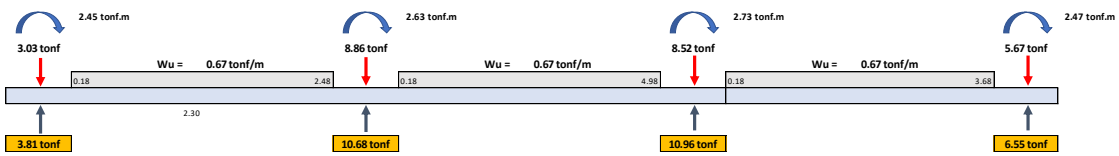
Z1	Z2	Z3	Z3
Area Tentativa	Area Tentativa	Area Tentativa	Area Tentativa
0.80 m	1.10 m	1.20 m	0.90 m
0.80 m	1.10 m	1.20 m	0.90 m
Dimensionamiento Z1	***Dimensionamiento Z2***	***Dimensionamiento Z3***	***Dimensionamiento Z3***
L= 1.40 m	L= 1.70 m	L= 1.70 m	L= 1.40 m
B= 1.40 m	B= 1.70 m	B= 1.70 m	B= 1.40 m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3			Zapata N4		
MT=	0.74	Tnf-m	MT=	1.49	Tnf-m	MT=	1.70	Tnf-m	MT=	0.93	Tnf-m
R2=	6.12	Tnf	R2=	9.78	Tnf	R2=	12.31	Tnf	R2=	5.74	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***			***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***			***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***		
G1=	4.74	Tnf/m2	G1=	5.21	Tnf/m2	G1=	6.20	Tnf/m2	G1=	4.97	Tnf/m2
G2=	1.50	Tnf/m2	G2=	1.56	Tnf/m2	G2=	2.19	Tnf/m2	G2=	0.89	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	0.74	Tnf-m
R2=	3.81	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.57	Tnf/m2
G2=	0.32	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	1.49	Tnf-m
R2=	10.68	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.52	Tnf/m2
G2=	1.87	Tnf/m2

Zapata N3

MT=	1.70	Tnf-m
R2=	10.96	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.86	Tnf/m2
G2=	1.72	Tnf/m2

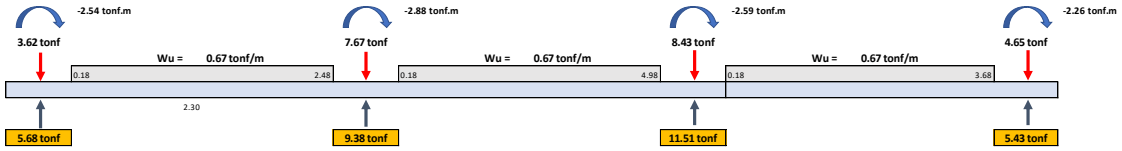
Zapata N4

MT=	0.93	Tnf-m
R2=	6.55	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.38	Tnf/m2
G2=	1.30	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



Zapata N1

MT=	0.74	Tnf-m
R2=	5.68	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.52	Tnf/m2
G2=	1.28	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	1.49	Tnf-m
R2=	9.38	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.07	Tnf/m2
G2=	1.42	Tnf/m2

Zapata N3

MT=	1.70	Tnf-m
R2=	11.51	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	6.06	Tnf/m2
G2=	1.91	Tnf/m2

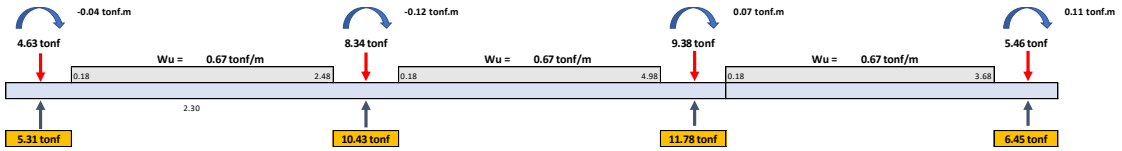
Zapata N3

MT=	0.93	Tnf-m
R2=	5.43	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.81	Tnf/m2
G2=	0.73	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1

MT=	0.74	Tnf-m
R2=	5.31	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.33	Tnf/m2
G2=	1.09	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	1.49	Tnf-m
R2=	10.43	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.43	Tnf/m2
G2=	1.79	Tnf/m2

Zapata N3

MT=	1.70	Tnf-m
R2=	11.78	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	6.15	Tnf/m2
G2=	2.00	Tnf/m2

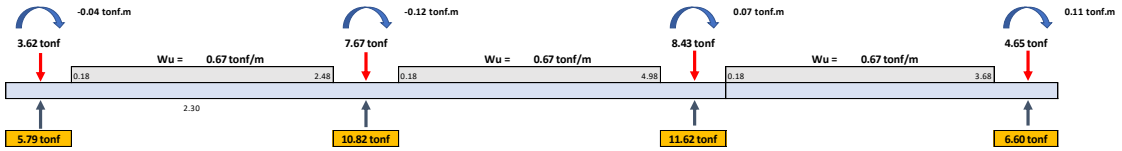
Zapata N4

MT=	0.93	Tnf-m
R2=	6.45	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.33	Tnf/m2
G2=	1.25	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1

MT=	0.74	Tnf-m
R2=	5.79	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.58	Tnf/m2
G2=	1.33	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	1.49	Tnf-m
R2=	10.82	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.57	Tnf/m2
G2=	1.92	Tnf/m2

Zapata N3

MT=	1.70	Tnf-m
R2=	11.62	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	6.09	Tnf/m2
G2=	1.95	Tnf/m2

Zapata N4

MT=	0.93	Tnf-m
R2=	6.60	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.40	Tnf/m2
G2=	1.33	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima =	4.52	Tnf
Mu long =	-0.06	Tnf.m
Mu trans =	0.93	Tnf.m
σud =	4.46	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.40	m
B=	1.40	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	4.21	Tnf/m2
G2 =	4.46	Tnf/m2
G3 =	0.16	Tnf/m2
G4 =	0.40	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima =	9.58	Tnf
Mu long =	-0.16	Tnf.m
Mu trans =	1.87	Tnf.m
σud =	5.78	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.70	m
B=	1.70	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	5.41	Tnf/m2
G2 =	5.78	Tnf/m2
G3 =	0.85	Tnf/m2
G4 =	1.23	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima =	10.53	Tnf
Mu long =	0.09	Tnf.m
Mu trans =	2.12	Tnf.m
σud =	6.34	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.70	m
B=	1.70	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	6.34	Tnf/m2
G2 =	6.13	Tnf/m2
G3 =	1.16	Tnf/m2
G4 =	0.94	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negati

P ultima =	5.81	Tnf
Mu long =	0.13	Tnf.m
Mu trans =	1.16	Tnf.m
σud =	5.80	Tnf/m2

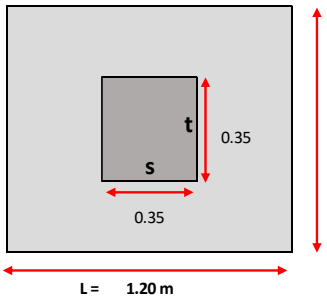
Longitudes Finales :

L=	1.40	m
B=	1.40	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	5.80	Tnf/m2
G2 =	5.23	Tnf/m2
G3 =	0.71	Tnf/m2
G4 =	0.13	Tnf/m2

5. Diseño de Zapata Z1



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	6.83 Tnf/m2
P ultima =	5.51 Tnf
Mu long =	-0.06 Tnf.m
Mu trans =	-0.81 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.43	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.20	m
I =	0.10	m4 * (hz^3)

0.05 ≤ hz

6.2. Otro caso:

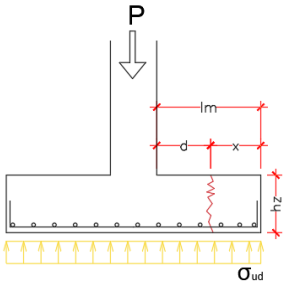
$$Lv/2 \leq hz$$

0.21 ≤ hz

USAR: **hz = 0.50 m**

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

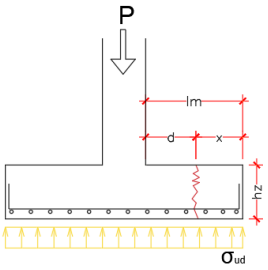
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.43 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	-0.02 m
σud =	6.83 Tnf/m2
Vu =	-0.15 Tnf
Ø Vc =	34.76 Tnf

Vu < ØVc

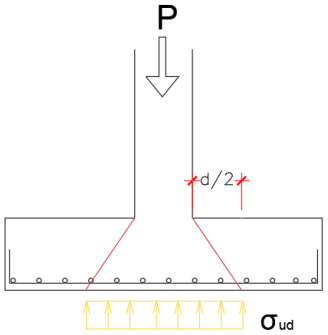
DIRECCION TRANSVERSAL



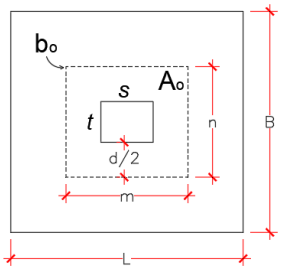
lm =	0.43 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	-0.01 m
σud =	6.83 Tnf/m2
Vu =	-0.05 Tnf
Ø Vc =	33.76 Tnf

Vu < ØVc

6.4. Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



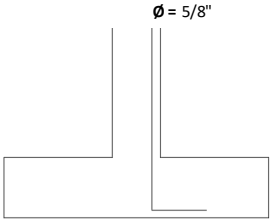
s =	0.35 m
t =	0.35 m
σud =	6.83 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.79 m
n =	0.79 m
bo =	3.17 m
Ao =	0.63 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	5.51 Tnf
Vup =	1.21 Tnf
ØVcp1 =	274.68 Tnf
ØVcp2 =	185.37 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

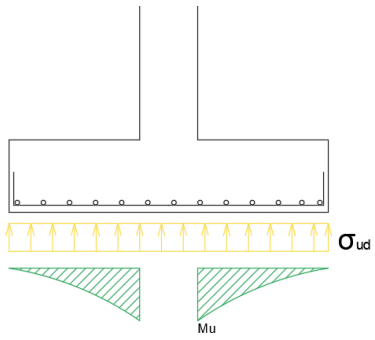


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



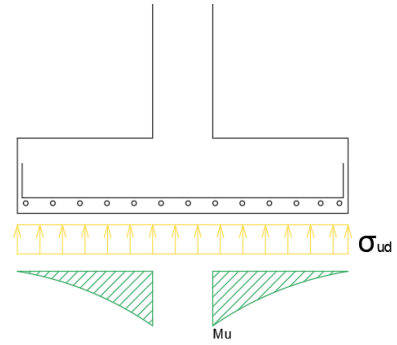
L =	1.20 m	Mu =	0.74 Tnf.m
B =	1.20 m	b =	1.20 m
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.43 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	10.80 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	6.83 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	9
Wu =	8.20 Tnf/m		
		s =	13.75 cm
Mu =	0.74 Tnf.m	s =	12.50 cm

a	As
8.87	0.49
0.10	0.44
0.09	0.44

Usar :

Usar 1/2" @ 0.125 m

DIRECCION TRANSVERSAL



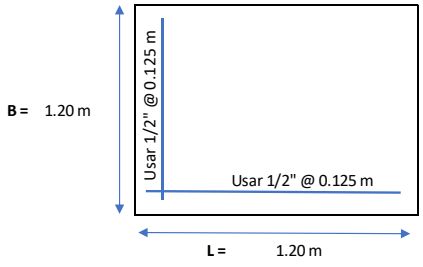
L =	1.20 m	Mu =	0.74 Tnf.m
B =	1.20 m	L =	1.20 m
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.43 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	10.80 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	6.83 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	9
Wu =	8.20 Tnf/m		
		s =	13.75 cm
Mu =	0.74 Tnf.m	s =	12.50 cm

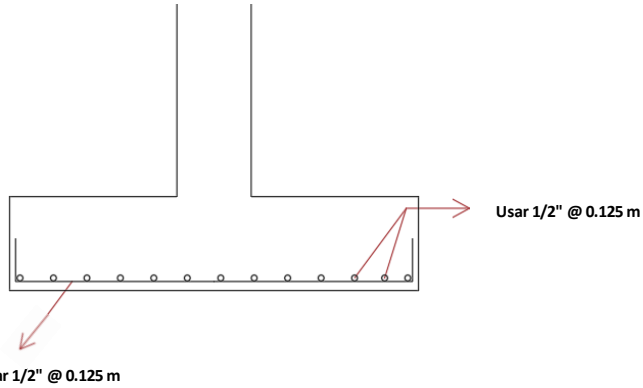
a	As
8.62	0.50
0.10	0.44
0.09	0.44

Usar :

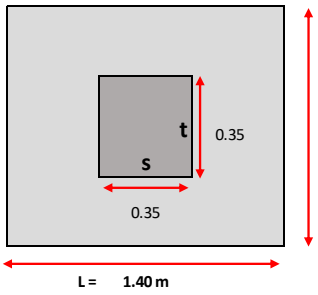
Usar 1/2" @ 0.125 m

9. Distribucción del Refuerzo:





5. Diseño de Zapata Z2



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	5.75 Tnf/m2
P ultima =	6.46 Tnf
Mu long =	0.13 Tnf.m
Mu trans =	-1.00 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.53	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.40	m
I =	0.12	m4 * (hz^3)

0.06 ≤ hz

6.2. Otro caso:

$$Lv/2 \leq hz$$

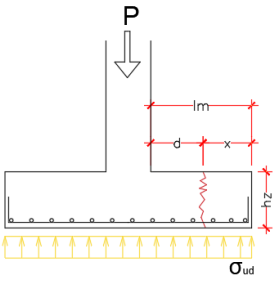
0.26 ≤ hz

USAR:

hz = 0.50 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

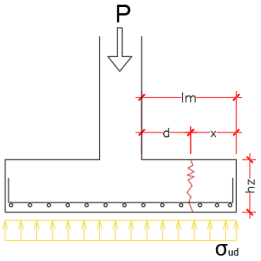
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.53 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	0.08 m
σud =	5.75 Tnf/m2
Vu =	0.65 Tnf
Ø Vc =	40.55 Tnf

Vu < ØVc

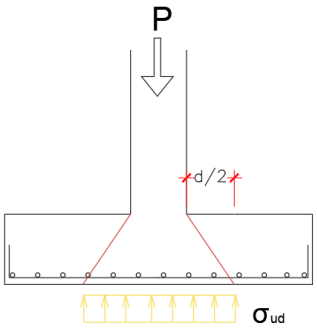
DIRECCION TRANSVERSAL



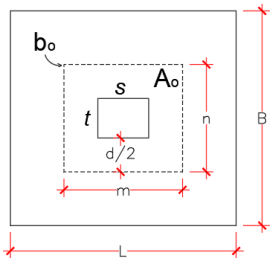
lm =	0.53 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	0.09 m
σud =	5.75 Tnf/m2
Vu =	0.76 Tnf
Ø Vc =	39.39 Tnf

Vu < ØVc

6.4.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



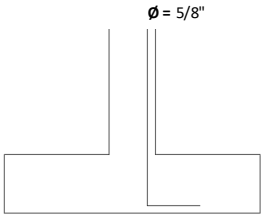
s =	0.35 m
t =	0.35 m
σud =	5.75 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.79 m
n =	0.79 m
bo =	3.17 m
Ao =	0.63 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	6.46 Tnf
Vup =	2.84 Tnf
ØVcp1 =	274.68 Tnf
ØVcp2 =	185.37 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

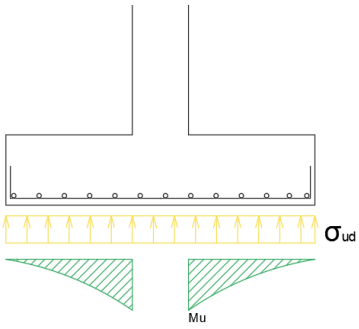


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



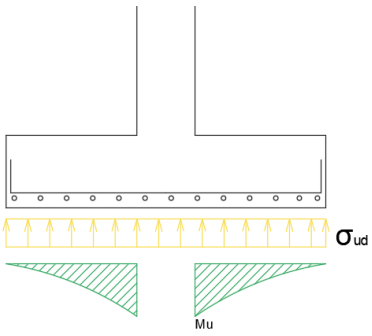
L =	1.40 m	Mu =	1.11 Tnf.m
B =	1.40 m	b =	1.40 m
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.53 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	12.60 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	5.75 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	10
Wu =	8.05 Tnf/m		
		s =	14.44 cm
Mu =	1.11 Tnf.m	s =	12.50 cm

a	As
8.87	0.73
0.12	0.66
0.11	0.66

Usar :

Usar 1/2" @ 0.125 m

DIRECCION TRANSVERSAL



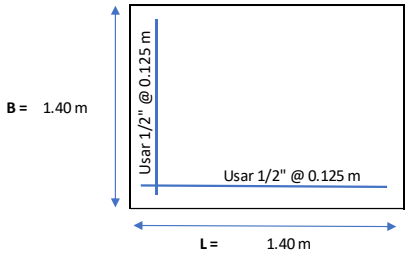
L =	1.40 m	Mu =	1.11 Tnf.m
B =	1.40 m	L =	1.40 m
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.53 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	12.60 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	5.75 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	10
Wu =	8.05 Tnf/m		
		s =	14.44 cm
Mu =	1.11 Tnf.m	s =	12.50 cm

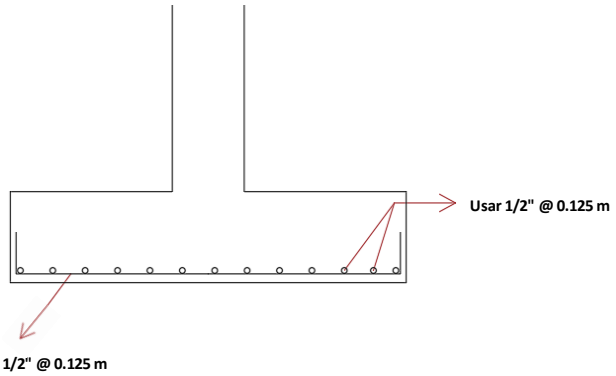
a	As
8.62	0.76
0.13	0.66
0.11	0.66

Usar :

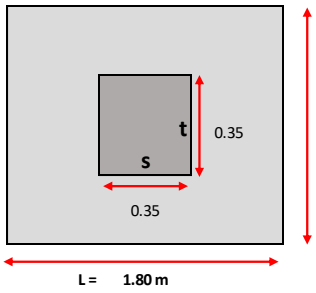
Usar 1/2" @ 0.125 m

9. Distribucción del Refuerzo:





5. Diseño de Zapata Z3



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	4.75 Tnf/m2
P ultima =	9.74 Tnf
Mu long =	-0.16 Tnf.m
Mu trans =	-1.54 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.73	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.80	m
I =	0.15	m4 * (hz^3)

0.10 ≤ hz

6.2. Otro caso:

$$Lv/2 \leq hz$$

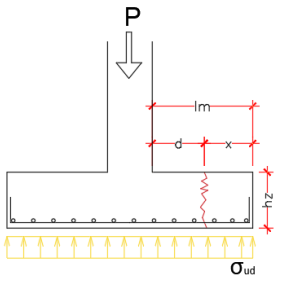
0.36 ≤ hz

USAR:

hz = 0.50 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

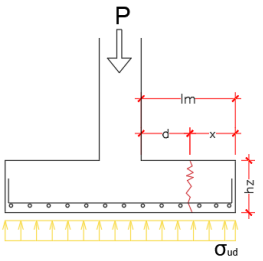
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.73 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	0.28 m
σud =	4.75 Tnf/m2
Vu =	2.41 Tnf
Ø Vc =	52.13 Tnf

Vu < ØVc

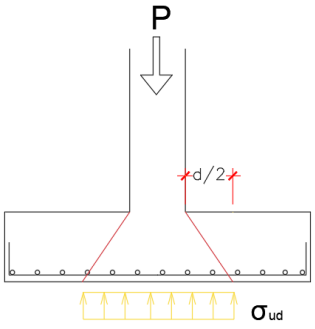
DIRECCION TRANSVERSAL



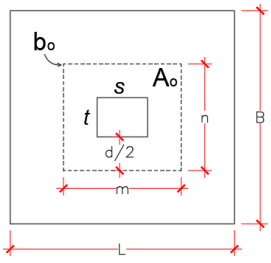
lm =	0.73 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	0.29 m
σud =	4.75 Tnf/m2
Vu =	2.51 Tnf
Ø Vc =	50.64 Tnf

Vu < ØVc

6.4. Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



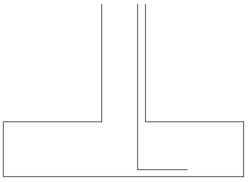
s =	0.35 m
t =	0.35 m
σud =	4.75 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.79 m
n =	0.79 m
bo =	3.17 m
Ao =	0.63 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	9.74 Tnf
Vup =	6.75 Tnf
ØVcp1 =	274.68 Tnf
ØVcp2 =	185.37 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

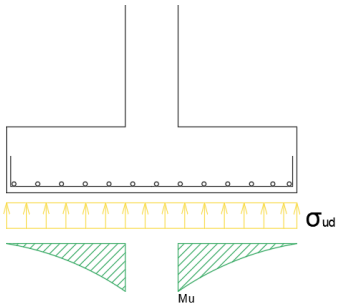


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



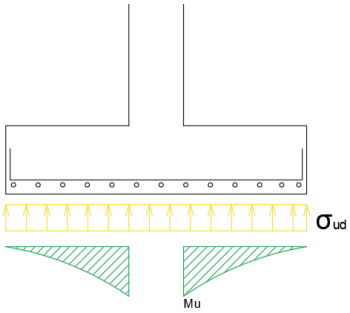
L =	1.80 m	Mu =	2.25 Tnf.m
B =	1.80 m	b =	1.80 m
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.73 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	16.20 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	4.75 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	13
Wu =	8.55 Tnf/m		
		s =	14.17 cm
Mu =	2.25 Tnf.m	s =	12.50 cm

a	As
8.87	1.49
0.19	1.34
0.18	1.34

Usar :

Usar 1/2" @ 0.125 m

DIRECCION TRANSVERSAL



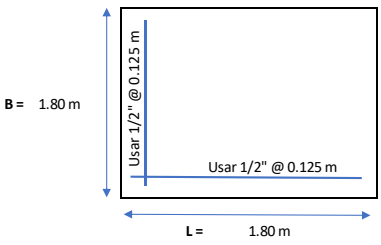
L =	1.80 m	Mu =	2.25 Tnf.m
B =	1.80 m	L =	1.80 m
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.73 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	16.20 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	4.75 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	13
Wu =	8.55 Tnf/m		
		s =	14.17 cm
Mu =	2.25 Tnf.m	s =	12.50 cm

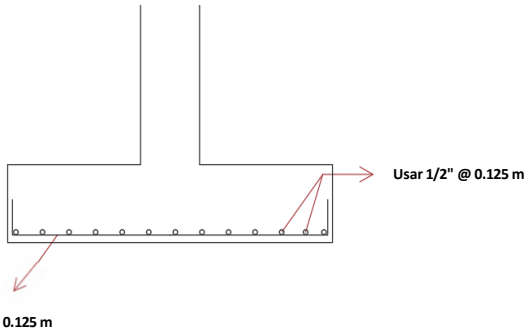
a	As
8.62	1.53
0.20	1.34
0.18	1.34

Usar :

Usar 1/2" @ 0.125 m

9. Distribucción del Refuerzo:



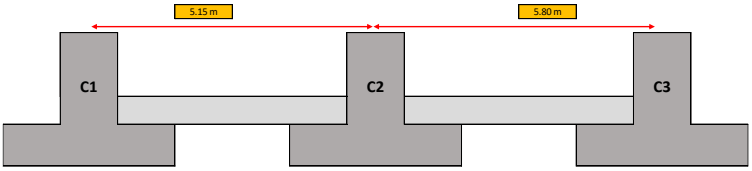


Fuente: Elaboración propia.

4.6.4 Diseño de cimentación Bloque E

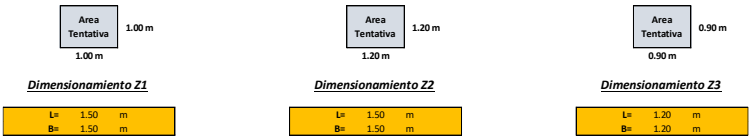
Tabla 96: Diseño de Cimentación del Bloque E

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE A EJE E



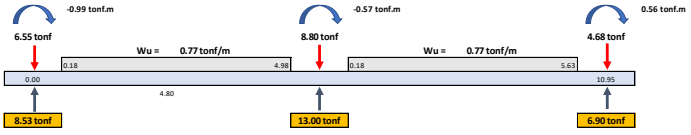
b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m
h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m
PD=	5.89	Tnf	PD=	7.79	Tnf	PD=	4.26	Tnf
PL=	0.66	Tnf	PL=	1.01	Tnf	PL=	0.42	Tnf
Dirección Longitudinal			**Dirección Longitudinal**			**Dirección Longitudinal**		
MD=	-0.85	Tnf-m	MD=	-0.48	Tnf-m	MD=	0.49	Tnf-m
ML=	-0.15	Tnf-m	ML=	-0.09	Tnf-m	ML=	0.07	Tnf-m
MS=	2.42	Tnf-m	MS=	2.80	Tnf-m	MS=	2.37	Tnf-m
PS=	-0.68	Tnf	PS=	0.10	Tnf	PS=	0.55	Tnf
Dirección Transversal			**Dirección Transversal**			**Dirección Transversal**		
MD=	-1.02	Tnf-m	MD=	-0.13	Tnf-m	MD=	-0.14	Tnf-m
ML=	-0.14	Tnf-m	ML=	-0.01	Tnf-m	ML=	-0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.65	Tnf	PS=	-0.93	Tnf	PS=	-0.95	Tnf

3. Dimensionamiento:



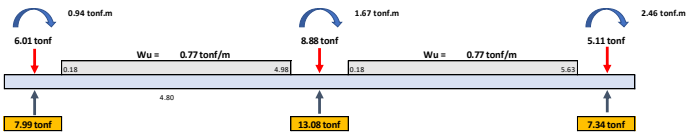
Dimensionamiento Z1			***Dimensionamiento Z2***			***Dimensionamiento Z3***		
L=	1.50	m	L=	1.50	m	L=	1.20	m
B=	1.50	m	B=	1.50	m	B=	1.20	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



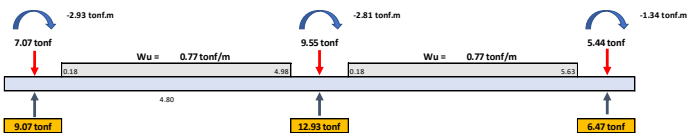
Zapata N1			***Zapata N2***			***Zapata N3***		
MT=	-1.15	Tnf-m	MT=	-0.14	Tnf-m	MT=	-0.15	Tnf-m
R2=	8.53	Tnf	R2=	13.00	Tnf	R2=	6.90	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***			***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***		
G1=	1.74	Tnf/m2	G1=	5.53	Tnf/m2	G1=	4.27	Tnf/m2
G2=	5.84	Tnf/m2	G2=	6.03	Tnf/m2	G2=	5.32	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1			***Zapata N2***			***Zapata N3***		
MT=	-1.15	Tnf-m	MT=	-0.14	Tnf-m	MT=	-0.15	Tnf-m
R2=	7.99	Tnf	R2=	13.08	Tnf	R2=	7.34	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***			***Verificación de Esfuerzos en el Suelo***		
G1=	1.50	Tnf/m2	G1=	5.56	Tnf/m2	G1=	4.57	Tnf/m2
G2=	5.60	Tnf/m2	G2=	6.07	Tnf/m2	G2=	5.62	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



Zapata N1

MT=	-1.15	Tnf-m
R2=	9.07	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	1.98	Tnf/m2
G2=	6.08	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.14	Tnf-m
R2=	12.93	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.49	Tnf/m2
G2=	6.00	Tnf/m2

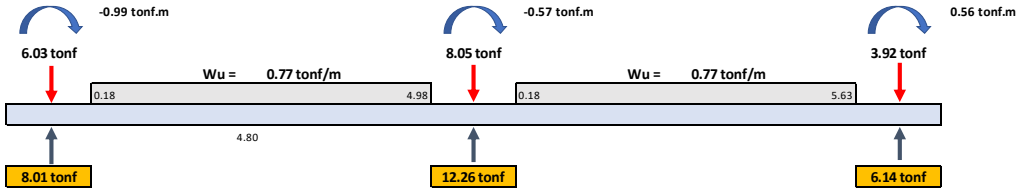
Zapata N3

MT=	-0.15	Tnf-m
R2=	6.47	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.97	Tnf/m2
G2=	5.01	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1

MT=	-1.15	Tnf-m
R2=	8.01	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	1.51	Tnf/m2
G2=	5.61	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.14	Tnf-m
R2=	12.26	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.20	Tnf/m2
G2=	5.70	Tnf/m2

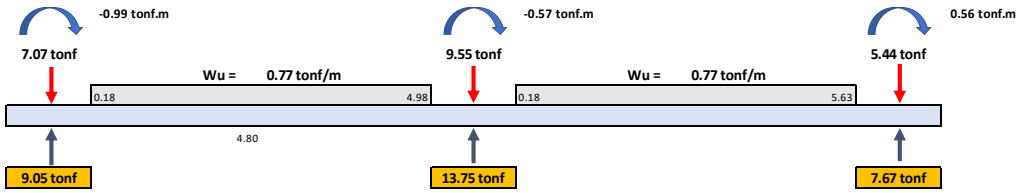
Zapata N3

MT=	-0.15	Tnf-m
R2=	6.14	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.74	Tnf/m2
G2=	4.79	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1

MT=	-1.15	Tnf-m
R2=	9.05	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	1.97	Tnf/m2
G2=	6.07	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.14	Tnf-m
R2=	13.75	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.86	Tnf/m2
G2=	6.36	Tnf/m2

Zapata N3

MT=	-0.15	Tnf-m
R2=	7.67	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.80	Tnf/m2
G2=	5.85	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima =	8.83	Tnf
Mu long =	-1.24	Tnf.m
Mu trans =	-1.44	Tnf.m
σud =	8.70	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.50	m
B=	1.50	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	-0.84	Tnf/m2
G2 =	3.57	Tnf/m2
G3 =	4.28	Tnf/m2
G4 =	8.70	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima =	11.93	Tnf
Mu long =	-0.71	Tnf.m
Mu trans =	-0.18	Tnf.m
σud =	6.88	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.50	m
B=	1.50	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	3.72	Tnf/m2
G2 =	6.25	Tnf/m2
G3 =	4.36	Tnf/m2
G4 =	6.88	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negat

P ultima =	6.80	Tnf
Mu long =	0.70	Tnf.m
Mu trans =	-0.19	Tnf.m
σud =	7.81	Tnf/m2

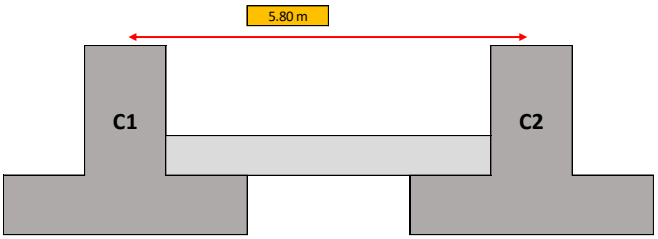
Longitudes Finales :

L=	1.20	m
B=	1.20	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	6.50	Tnf/m2
G2 =	1.63	Tnf/m2
G3 =	7.81	Tnf/m2
G4 =	2.94	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACION BLOQUE E EJE B



b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	12.01	Tnf
PL=	2.12	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-0.21	Tnf-m
ML=	-0.05	Tnf-m
MS=	2.73	Tnf-m
PS=	-0.48	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.03	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.11	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	5.98	Tnf
PL=	0.81	Tnf

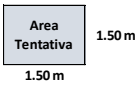
Dirección Longitudinal

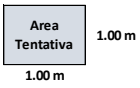
MD=	0.84	Tnf-m
ML=	0.17	Tnf-m
MS=	2.53	Tnf-m
PS=	0.58	Tnf

Dirección Transversal

MD=	-0.04	Tnf-m
ML=	-0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.15	Tnf

3. Dimensionamiento:





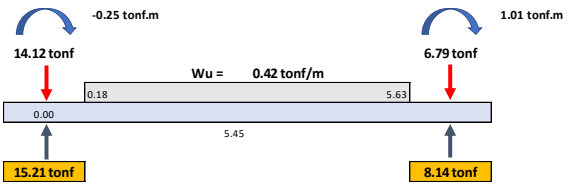
Dimensionamiento Z1

L=	1.60	m
B=	1.60	m

Dimensionamiento Z2

L=	1.20	m
B=	1.20	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	0.03	Tnf-m
R2=	15.21	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.98	Tnf/m2
G2=	5.90	Tnf/m2

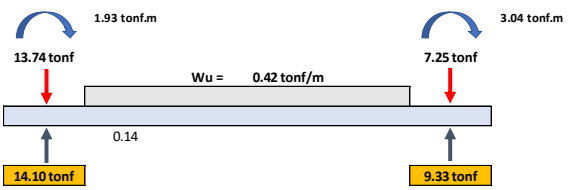
Zapata N2

MT=	-0.05	Tnf-m
R2=	8.14	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.47	Tnf/m2
G2=	5.82	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	0.03	Tnf-m
R2=	14.10	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.55	Tnf/m2
G2=	5.46	Tnf/m2

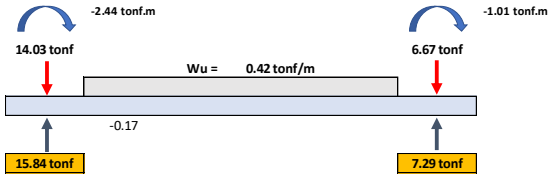
Zapata N2

MT=	-0.05	Tnf-m
R2=	9.33	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	6.30	Tnf/m2
G2=	6.65	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



Zapata N1

MT=	0.03	Tnf-m
R2=	15.84	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	6.23	Tnf/m2
G2=	6.15	Tnf/m2

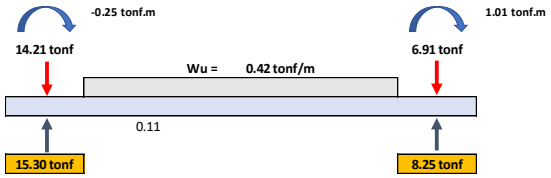
Zapata N2

MT=	-0.05	Tnf-m
R2=	7.29	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.89	Tnf/m2
G2=	5.24	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1

MT=	0.03	Tnf-m
R2=	15.30	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	6.02	Tnf/m2
G2=	5.93	Tnf/m2

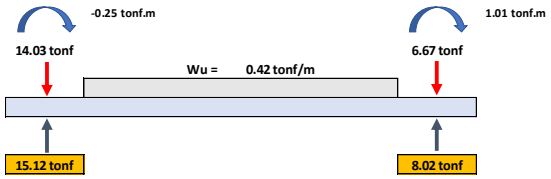
Zapata N2

MT=	-0.05	Tnf-m
R2=	8.25	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.56	Tnf/m2
G2=	5.91	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1

MT=	0.03	Tnf-m
R2=	15.12	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.95	Tnf/m2
G2=	5.86	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.05	Tnf-m
R2=	8.02	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.39	Tnf/m2
G2=	5.74	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:

P ultima =	18.14	Tnf
Mu long =	-3.05	Tnf.m
Mu trans =	0.04	Tnf.m
σud =	11.61	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.60	m
B=	1.60	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	2.67	Tnf/m2
G2 =	11.61	Tnf/m2
G3 =	2.56	Tnf/m2
G4 =	11.50	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negat

P ultima =	8.33	Tnf
Mu long =	1.27	Tnf.m
Mu trans =	-0.06	Tnf.m
σud =	10.41	Tnf/m2

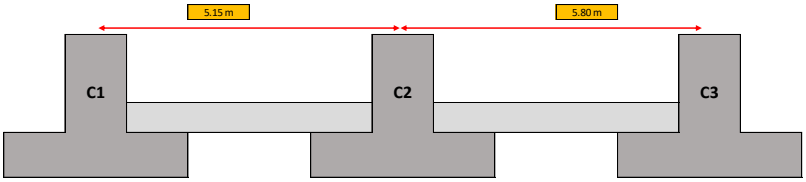
Longitudes Finales :

L=	1.20	m
B=	1.20	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	9.97	Tnf/m2
G2 =	1.17	Tnf/m2
G3 =	10.41	Tnf/m2
G4 =	1.60	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE A EJE E



b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	8.60	Tnf
PL=	1.19	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-1.13	Tnf-m
ML=	-0.23	Tnf-m
MS=	2.64	Tnf-m
PS=	-0.70	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.91	Tnf-m
ML=	0.15	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.11	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	12.73	Tnf
PL=	2.30	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-0.49	Tnf-m
ML=	-0.10	Tnf-m
MS=	3.06	Tnf-m
PS=	0.11	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.02	Tnf-m
ML=	0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.30	Tnf

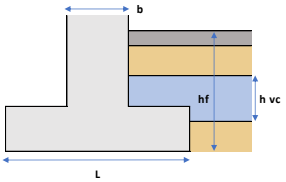
b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	6.80	Tnf
PL=	0.97	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	1.10	Tnf-m
ML=	0.23	Tnf-m
MS=	2.59	Tnf-m
PS=	0.52	Tnf

Dirección Transversal

MD=	-0.11	Tnf-m
ML=	-0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.35	Tnf



DATOS

σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
hf =	1.35	m
S/C=	400.00	kg/m2

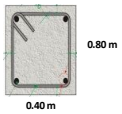
1. Calculo del esfuerzo neto del suelo:

a. Cuando no hay sismo:	6.20 Tnf/m2	
SAFE:	8.75 Tnf/m2	
b. Cuando hay sismo:	8.99 Tnf/m2	
SAFE:	10.82 Tnf/m2	

2. Dimensionamiento de la viga de cimentación

h = 0.78 m <> 0.80 m

b = 0.40 m <> 0.40 m



3. Dimensionamiento:

Area Tentativa 1.30 m × 1.30 m

Dimensionamiento Z1

L=	1.50	m
B=	1.50	m

Area Tentativa 1.60 m × 1.60 m

Dimensionamiento Z2

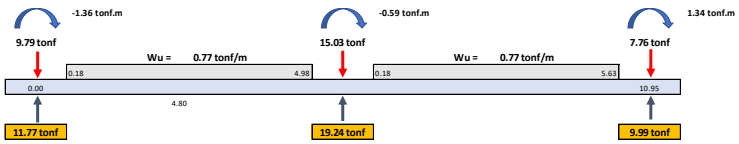
L=	2.00	m
B=	2.00	m

Area Tentativa 1.10 m × 1.10 m

Dimensionamiento Z3

L=	1.50	m
B=	1.50	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	1.05	Tnf-m
R2=	11.77	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	7.10	Tnf/m2
G2=	3.35	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	19.24	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.84	Tnf/m2
G2=	4.78	Tnf/m2

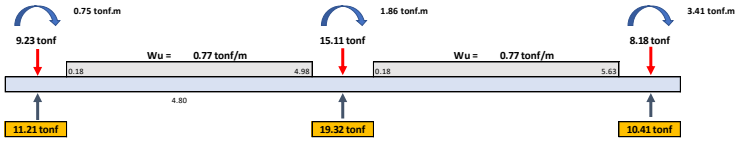
Zapata N3

MT=	-0.12	Tnf-m
R2=	9.99	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.23	Tnf/m2
G2=	4.65	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	1.05	Tnf-m
R2=	11.21	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	6.86	Tnf/m2
G2=	3.11	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	19.32	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.86	Tnf/m2
G2=	4.80	Tnf/m2

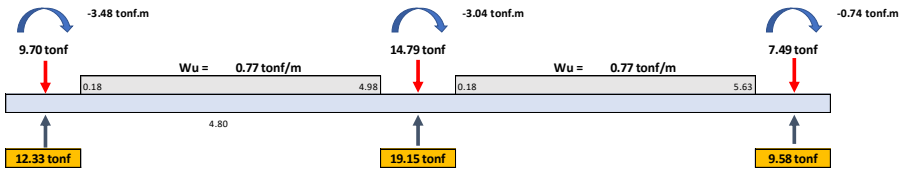
Zapata N3

MT=	-0.12	Tnf-m
R2=	10.41	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.41	Tnf/m2
G2=	4.84	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:

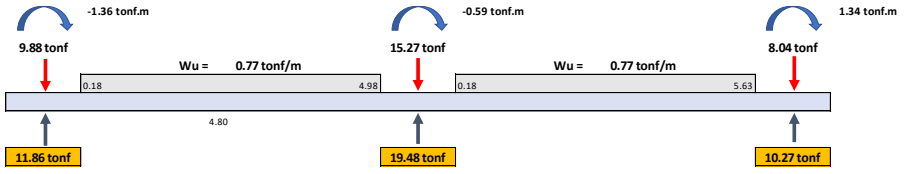


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	1.05	Tnf-m	MT=	0.04	Tnf-m	MT=	-0.12	Tnf-m
R2=	12.33	Tnf	R2=	19.15	Tnf	R2=	9.58	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	7.35	Tnf/m2	G1=	4.81	Tnf/m2	G1=	4.04	Tnf/m2
G2=	3.60	Tnf/m2	G2=	4.76	Tnf/m2	G2=	4.47	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:

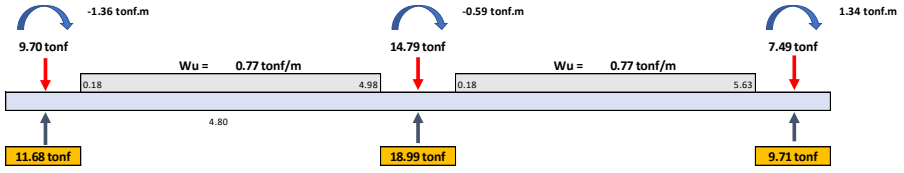


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	1.05	Tnf-m	MT=	0.04	Tnf-m	MT=	-0.12	Tnf-m
R2=	11.86	Tnf	R2=	19.48	Tnf	R2=	10.27	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	7.14	Tnf/m2	G1=	4.90	Tnf/m2	G1=	4.35	Tnf/m2
G2=	3.39	Tnf/m2	G2=	4.84	Tnf/m2	G2=	4.78	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	1.05	Tnf-m	MT=	0.04	Tnf-m	MT=	-0.12	Tnf-m
R2=	11.68	Tnf	R2=	18.99	Tnf	R2=	9.71	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	7.07	Tnf/m2	G1=	4.77	Tnf/m2	G1=	4.10	Tnf/m2
G2=	3.32	Tnf/m2	G2=	4.72	Tnf/m2	G2=	4.53	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negat		
P ultima =	12.94	Tnf	P ultima =	18.48	Tnf	P ultima =	9.36	Tnf
Mu long =	-4.35	Tnf.m	Mu long =	-0.73	Tnf.m	Mu long =	1.67	Tnf.m
Mu trans =	1.32	Tnf.m	Mu trans =	0.04	Tnf.m	Mu trans =	-0.15	Tnf.m
σud =	15.82	Tnf/m2	σud =	5.21	Tnf/m2	σud =	7.39	Tnf/m2

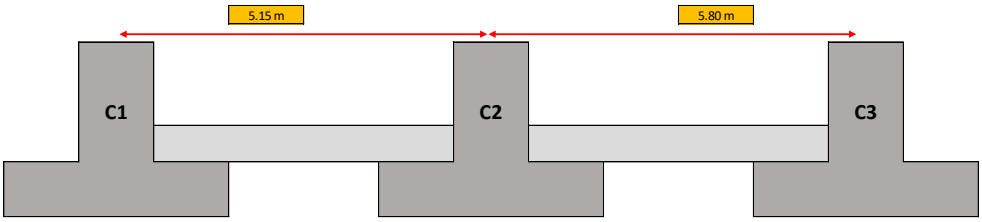
Longitudes Finales :

L=	1.50	m	L=	2.00	m	L=	1.50	m
B=	1.50	m	B=	2.00	m	B=	1.50	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	0.37	Tnf/m2	G1 =	4.10	Tnf/m2	G1 =	6.86	Tnf/m2
G2 =	15.82	Tnf/m2	G2 =	5.21	Tnf/m2	G2 =	0.92	Tnf/m2
G3 =	-4.32	Tnf/m2	G3 =	4.04	Tnf/m2	G3 =	7.39	Tnf/m2
G4 =	11.13	Tnf/m2	G4 =	5.14	Tnf/m2	G4 =	1.46	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE E EJE D



b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	6.38	Tnf
PL=	0.89	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-1.18	Tnf-m
ML=	-0.25	Tnf-m
MS=	2.79	Tnf-m
PS=	-0.68	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.01	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.09	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	13.84	Tnf
PL=	2.56	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-0.47	Tnf-m
ML=	-0.10	Tnf-m
MS=	3.24	Tnf-m
PS=	0.11	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.02	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.04	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	7.36	Tnf
PL=	1.08	Tnf

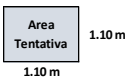
Dirección Longitudinal

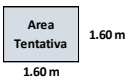
MD=	1.29	Tnf-m
ML=	0.28	Tnf-m
MS=	2.74	Tnf-m
PS=	0.57	Tnf

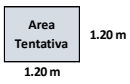
Dirección Transversal

MD=	-0.02	Tnf-m
ML=	-0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.04	Tnf

3. Dimensionamiento:







Dimensionamiento Z1

L=	1.50	m
B=	1.50	m

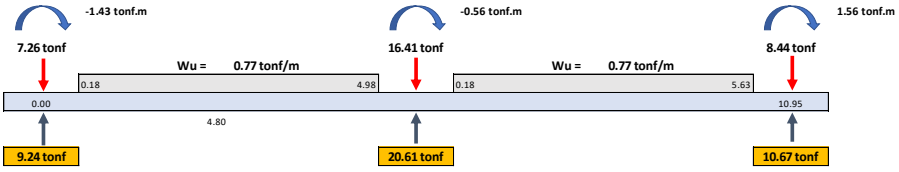
Dimensionamiento Z2

L=	2.00	m
B=	2.00	m

Dimensionamiento Z3

L=	1.50	m
B=	1.50	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	0.01	Tnf-m
R2=	9.24	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.12	Tnf/m2
G2=	4.09	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.02	Tnf-m
R2=	20.61	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.17	Tnf/m2
G2=	5.14	Tnf/m2

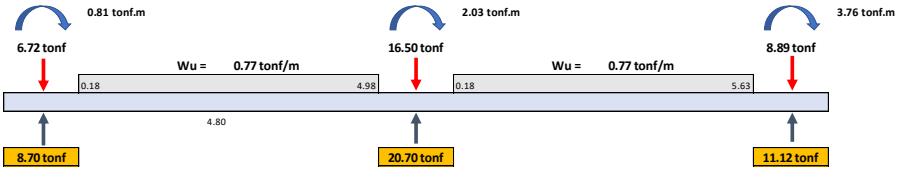
Zapata N3

MT=	-0.03	Tnf-m
R2=	10.67	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.68	Tnf/m2
G2=	4.80	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	0.01	Tnf-m
R2=	8.70	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.88	Tnf/m2
G2=	3.85	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.02	Tnf-m
R2=	20.70	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.19	Tnf/m2
G2=	5.16	Tnf/m2

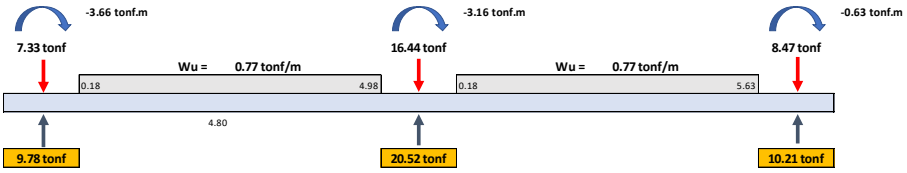
Zapata N3

MT=	-0.03	Tnf-m
R2=	11.12	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.88	Tnf/m2
G2=	5.00	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:

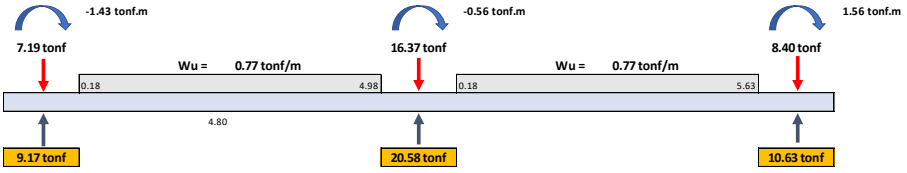


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.01	Tnf-m	MT=	0.02	Tnf-m	MT=	-0.03	Tnf-m
R2=	9.78	Tnf	R2=	20.52	Tnf	R2=	10.21	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.37	Tnf/m2	G1=	5.15	Tnf/m2	G1=	4.48	Tnf/m2
G2=	4.33	Tnf/m2	G2=	5.11	Tnf/m2	G2=	4.60	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:

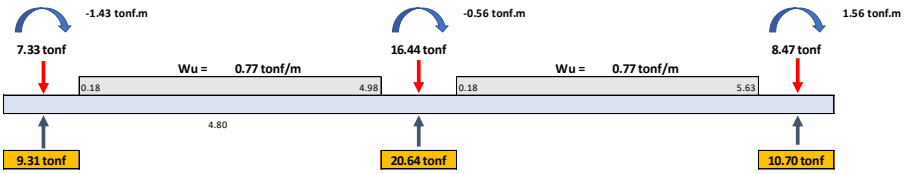


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.01	Tnf-m	MT=	0.02	Tnf-m	MT=	-0.03	Tnf-m
R2=	9.17	Tnf	R2=	20.58	Tnf	R2=	10.63	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.09	Tnf/m2	G1=	5.16	Tnf/m2	G1=	4.67	Tnf/m2
G2=	4.06	Tnf/m2	G2=	5.13	Tnf/m2	G2=	4.78	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.01	Tnf-m	MT=	0.02	Tnf-m	MT=	-0.03	Tnf-m
R2=	9.31	Tnf	R2=	20.64	Tnf	R2=	10.70	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.16	Tnf/m2	G1=	5.18	Tnf/m2	G1=	4.70	Tnf/m2
G2=	4.12	Tnf/m2	G2=	5.14	Tnf/m2	G2=	4.82	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:		Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:		Cargas de gravedad + sismo transversal negat	
P ultima =	9.76 Tnf	P ultima =	20.55 Tnf	P ultima =	10.59 Tnf
Mu long =	-4.58 Tnf.m	Mu long =	-0.70 Tnf.m	Mu long =	1.95 Tnf.m
Mu trans =	0.01 Tnf.m	Mu trans =	0.03 Tnf.m	Mu trans =	-0.04 Tnf.m
σud =	12.50 Tnf/m2	σud =	5.69 Tnf/m2	σud =	8.26 Tnf/m2

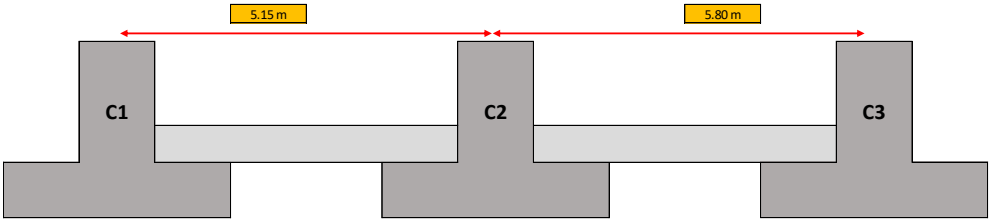
Longitudes Finales :

L=	1.50 m	L=	2.00 m	L=	1.50 m
B=	1.50 m	B=	2.00 m	B=	1.50 m

Esfuerzos en el suelo de fundación

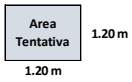
G1 =	-3.78 Tnf/m2	G1 =	4.63 Tnf/m2	G1 =	8.11 Tnf/m2
G2 =	12.50 Tnf/m2	G2 =	5.69 Tnf/m2	G2 =	1.16 Tnf/m2
G3 =	-3.83 Tnf/m2	G3 =	4.59 Tnf/m2	G3 =	8.26 Tnf/m2
G4 =	12.46 Tnf/m2	G4 =	5.64 Tnf/m2	G4 =	1.31 Tnf/m2

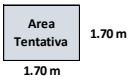
DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE E EJE E

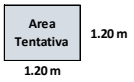


C1			C2			C3		
b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m
h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m
PD=	7.29	Tnf	PD=	15.17	Tnf	PD=	8.06	Tnf
PL=	1.03	Tnf	PL=	2.84	Tnf	PL=	1.20	Tnf
Dirección Longitudinal			**Dirección Longitudinal**			**Dirección Longitudinal**		
MD=	-1.23	Tnf-m	MD=	-0.43	Tnf-m	MD=	1.47	Tnf-m
ML=	-0.27	Tnf-m	ML=	-0.09	Tnf-m	ML=	0.32	Tnf-m
MS=	2.94	Tnf-m	MS=	3.39	Tnf-m	MS=	2.88	Tnf-m
PS=	-0.72	Tnf	PS=	0.12	Tnf	PS=	0.60	Tnf
Dirección Transversal			**Dirección Transversal**			**Dirección Transversal**		
MD=	0.00	Tnf-m	MD=	-0.05	Tnf-m	MD=	-0.14	Tnf-m
ML=	0.02	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m	ML=	-0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.02	Tnf	PS=	-0.09	Tnf	PS=	-0.04	Tnf

3. Dimensionamiento:

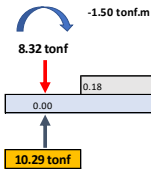


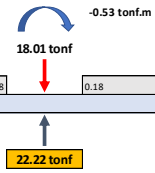


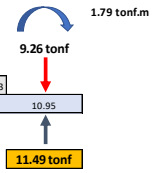


Dimensionamiento Z1			Dimensionamiento Z2			Dimensionamiento Z3		
L=	1.50	m	L=	2.00	m	L=	1.50	m
B=	1.50	m	B=	2.00	m	B=	1.50	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):

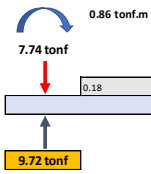


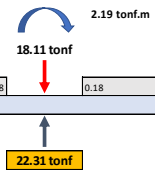


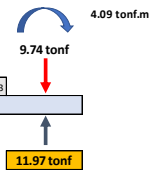


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.02	Tnf-m	MT=	-0.04	Tnf-m	MT=	-0.15	Tnf-m
R2=	10.29	Tnf	R2=	22.22	Tnf	R2=	11.49	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			**Verificación de Esfuerzos en el Suelo**			**Verificación de Esfuerzos en el Suelo**		
G1=	4.61	Tnf/m2	G1=	5.52	Tnf/m2	G1=	4.85	Tnf/m2
G2=	4.54	Tnf/m2	G2=	5.59	Tnf/m2	G2=	5.37	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:

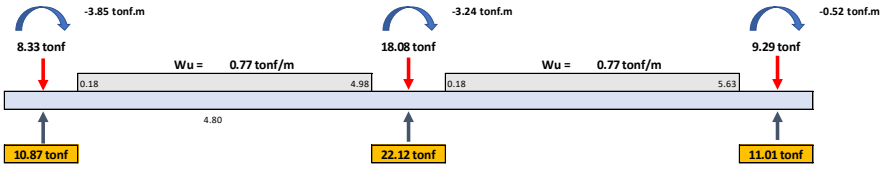






Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.02	Tnf-m	MT=	-0.04	Tnf-m	MT=	-0.15	Tnf-m
R2=	9.72	Tnf	R2=	22.31	Tnf	R2=	11.97	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			**Verificación de Esfuerzos en el Suelo**			**Verificación de Esfuerzos en el Suelo**		
G1=	4.36	Tnf/m2	G1=	5.55	Tnf/m2	G1=	5.06	Tnf/m2
G2=	4.28	Tnf/m2	G2=	5.61	Tnf/m2	G2=	5.58	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



Zapata N1

MT=	0.02	Tnf-m
R2=	10.87	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.87	Tnf/m2
G2=	4.80	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	22.12	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.50	Tnf/m2
G2=	5.56	Tnf/m2

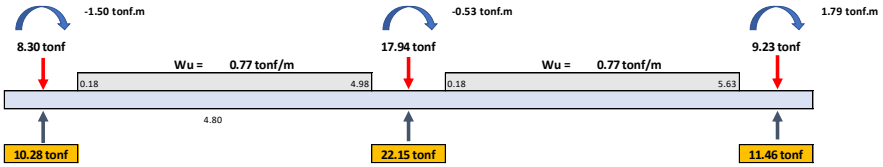
Zapata N3

MT=	-0.15	Tnf-m
R2=	11.01	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.63	Tnf/m2
G2=	5.15	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1

MT=	0.02	Tnf-m
R2=	10.28	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.61	Tnf/m2
G2=	4.53	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	22.15	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.50	Tnf/m2
G2=	5.57	Tnf/m2

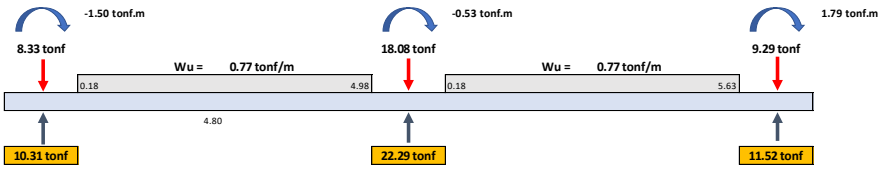
Zapata N3

MT=	-0.15	Tnf-m
R2=	11.46	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.83	Tnf/m2
G2=	5.36	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1

MT=	0.02	Tnf-m
R2=	10.31	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.62	Tnf/m2
G2=	4.55	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	22.29	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.54	Tnf/m2
G2=	5.60	Tnf/m2

Zapata N3

MT=	-0.15	Tnf-m
R2=	11.52	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.86	Tnf/m2
G2=	5.38	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:

P ultima =	11.12	Tnf
Mu long =	-4.81	Tnf.m
Mu trans =	0.03	Tnf.m
σud =	13.54	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.50	m
B=	1.50	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	-3.56	Tnf/m2
G2 =	13.54	Tnf/m2
G3 =	-3.65	Tnf/m2
G4 =	13.44	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima =	22.60	Tnf
Mu long =	-0.66	Tnf.m
Mu trans =	-0.06	Tnf.m
σud =	6.19	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	2.00	m
B=	2.00	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	5.12	Tnf/m2
G2 =	6.10	Tnf/m2
G3 =	5.20	Tnf/m2
G4 =	6.19	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negat

P ultima =	11.62	Tnf
Mu long =	2.24	Tnf.m
Mu trans =	-0.18	Tnf.m
σud =	9.47	Tnf/m2

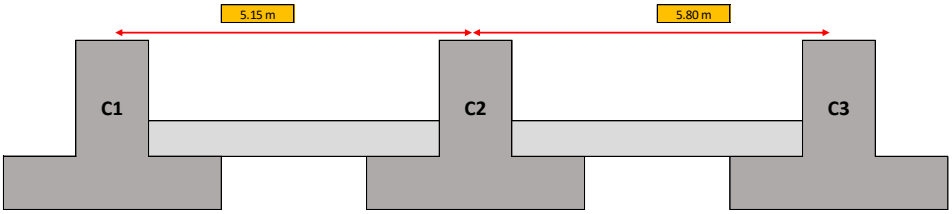
Longitudes Finales :

L=	1.50	m
B=	1.50	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	8.81	Tnf/m2
G2 =	0.86	Tnf/m2
G3 =	9.47	Tnf/m2
G4 =	1.51	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE E EJE E



b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	8.79	Tnf
PL=	1.25	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-1.36	Tnf-m
ML=	-0.30	Tnf-m
MS=	3.22	Tnf-m
PS=	-0.97	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.01	Tnf-m
ML=	0.02	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.02	Tnf

b =	0.45	m
h =	0.35	m
PD=	18.35	Tnf
PL=	3.43	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-0.65	Tnf-m
ML=	-0.14	Tnf-m
MS=	6.67	Tnf-m
PS=	0.17	Tnf

Dirección Transversal

MD=	-0.03	Tnf-m
ML=	0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.05	Tnf

b =	0.45	m
h =	0.35	m
PD=	9.70	Tnf
PL=	1.45	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	1.75	Tnf-m
ML=	0.39	Tnf-m
MS=	3.16	Tnf-m
PS=	0.80	Tnf

Dirección Transversal

MD=	-0.13	Tnf-m
ML=	-0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.03	Tnf

3. Dimensionamiento:

Area Tentativa 1.30 m × 1.30 m

Dimensionamiento Z1

L=	1.50	m
B=	1.50	m

Area Tentativa 1.90 m × 1.90 m

Dimensionamiento Z2

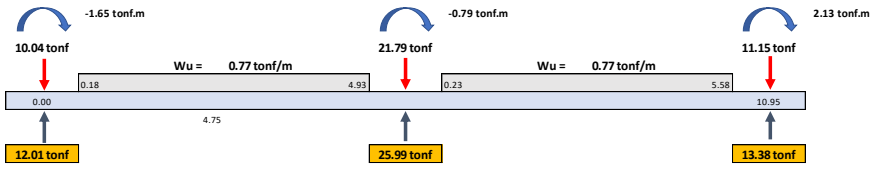
L=	2.20	m
B=	2.10	m

Area Tentativa 1.30 m × 1.30 m

Dimensionamiento Z3

L=	1.60	m
B=	1.50	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	0.03	Tnf-m
R2=	12.01	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.39	Tnf/m2
G2=	5.29	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.02	Tnf-m
R2=	25.99	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.61	Tnf/m2
G2=	5.64	Tnf/m2

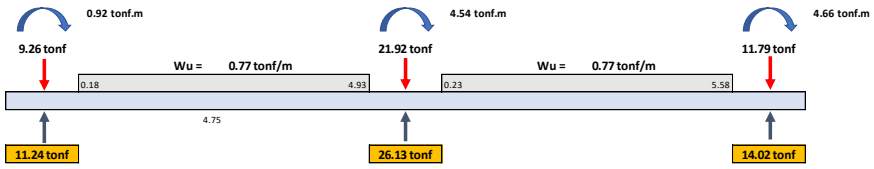
Zapata N3

MT=	-0.14	Tnf-m
R2=	13.38	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.35	Tnf/m2
G2=	5.80	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	0.03	Tnf-m
R2=	11.24	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.04	Tnf/m2
G2=	4.95	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.02	Tnf-m
R2=	26.13	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.64	Tnf/m2
G2=	5.67	Tnf/m2

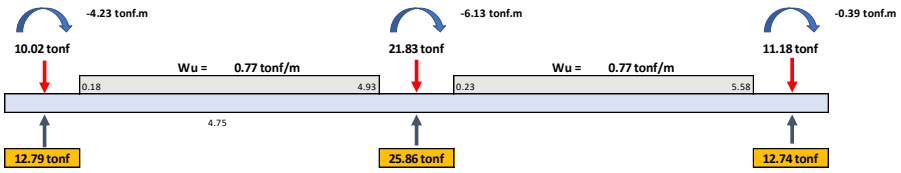
Zapata N3

MT=	-0.14	Tnf-m
R2=	14.02	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

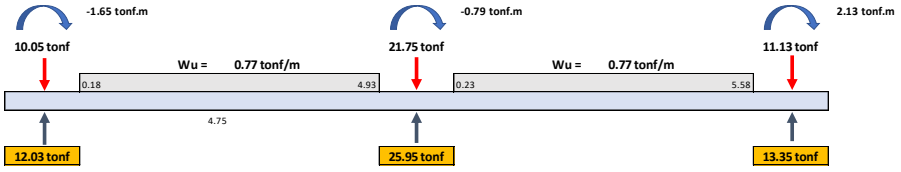
G1=	5.61	Tnf/m2
G2=	6.07	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



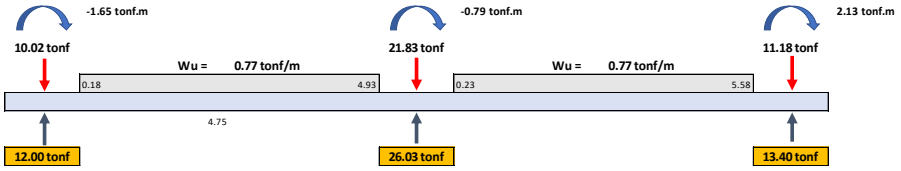
Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.03	Tnf-m	MT=	-0.02	Tnf-m	MT=	-0.14	Tnf-m
R2=	12.79	Tnf	R2=	25.86	Tnf	R2=	12.74	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	5.73	Tnf/m2	G1=	5.58	Tnf/m2	G1=	5.08	Tnf/m2
G2=	5.64	Tnf/m2	G2=	5.61	Tnf/m2	G2=	5.54	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.03	Tnf-m	MT=	-0.02	Tnf-m	MT=	-0.14	Tnf-m
R2=	12.03	Tnf	R2=	25.95	Tnf	R2=	13.35	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	5.39	Tnf/m2	G1=	5.60	Tnf/m2	G1=	5.34	Tnf/m2
G2=	5.30	Tnf/m2	G2=	5.63	Tnf/m2	G2=	5.79	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

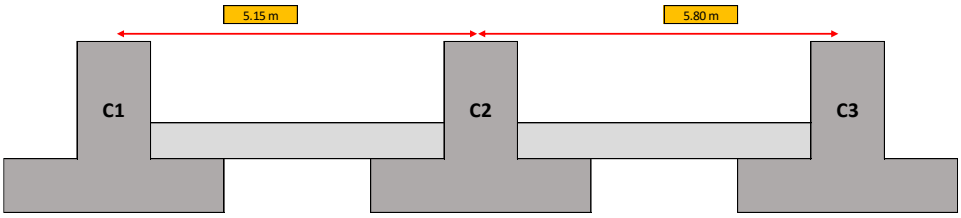


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.03	Tnf-m	MT=	-0.02	Tnf-m	MT=	-0.14	Tnf-m
R2=	12.00	Tnf	R2=	26.03	Tnf	R2=	13.40	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	5.38	Tnf/m2	G1=	5.62	Tnf/m2	G1=	5.36	Tnf/m2
G2=	5.29	Tnf/m2	G2=	5.65	Tnf/m2	G2=	5.81	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negat		
P ultima =	13.51	Tnf	P ultima =	27.28	Tnf	P ultima =	13.97	Tnf
Mu long =	-5.29	Tnf.m	Mu long =	-0.99	Tnf.m	Mu long =	2.66	Tnf.m
Mu trans =	0.03	Tnf.m	Mu trans =	-0.03	Tnf.m	Mu trans =	-0.17	Tnf.m
σud =	15.47	Tnf/m2	σud =	6.51	Tnf/m2	σud =	10.27	Tnf/m2
Longitudes Finales :			Longitudes Finales :			Longitudes Finales :		
L=	1.50	m	L=	2.20	m	L=	1.60	m
B=	1.50	m	B=	2.10	m	B=	1.50	m
Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación		
G1 =	-3.35	Tnf/m2	G1 =	5.30	Tnf/m2	G1 =	9.70	Tnf/m2
G2 =	15.47	Tnf/m2	G2 =	6.47	Tnf/m2	G2 =	1.37	Tnf/m2
G3 =	-3.46	Tnf/m2	G3 =	5.34	Tnf/m2	G3 =	10.27	Tnf/m2
G4 =	15.36	Tnf/m2	G4 =	6.51	Tnf/m2	G4 =	1.94	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE E EJE G



b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	5.58	Tnf
PL=	0.66	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-0.84	Tnf-m
ML=	-0.16	Tnf-m
MS=	3.45	Tnf-m
PS=	-1.00	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.36	Tnf-m
ML=	0.02	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.64	Tnf

b =	0.45	m
h =	0.35	m
PD=	11.83	Tnf
PL=	1.84	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-0.34	Tnf-m
ML=	-0.07	Tnf-m
MS=	7.09	Tnf-m
PS=	0.18	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.27	Tnf-m
ML=	0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.68	Tnf

b =	0.45	m
h =	0.35	m
PD=	6.15	Tnf
PL=	0.77	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	1.17	Tnf-m
ML=	0.22	Tnf-m
MS=	3.38	Tnf-m
PS=	0.82	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.24	Tnf-m
ML=	-0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.57	Tnf

3. Dimensionamiento:

Area Tentativa 1.00 m × 1.00 m

Dimensionamiento Z1

L=	1.50	m
B=	1.50	m

Area Tentativa 1.50 m × 1.50 m

Dimensionamiento Z2

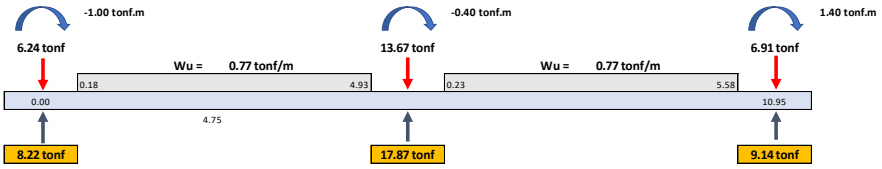
L=	2.20	m
B=	2.10	m

Area Tentativa 1.10 m × 1.10 m

Dimensionamiento Z3

L=	1.60	m
B=	1.50	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	0.38	Tnf-m
R2=	8.22	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.32	Tnf/m2
G2=	2.98	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.28	Tnf-m
R2=	17.87	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.04	Tnf/m2
G2=	3.70	Tnf/m2

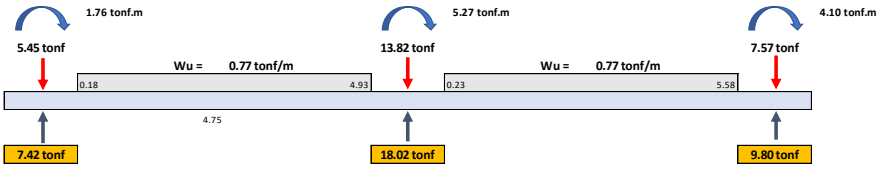
Zapata N3

MT=	0.24	Tnf-m
R2=	9.14	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.20	Tnf/m2
G2=	3.42	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	0.38	Tnf-m
R2=	7.42	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.97	Tnf/m2
G2=	2.63	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.28	Tnf-m
R2=	18.02	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.07	Tnf/m2
G2=	3.73	Tnf/m2

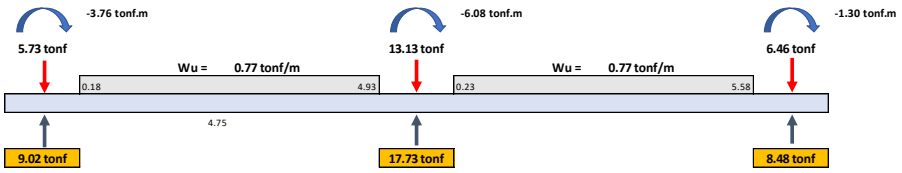
Zapata N3

MT=	0.24	Tnf-m
R2=	9.80	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

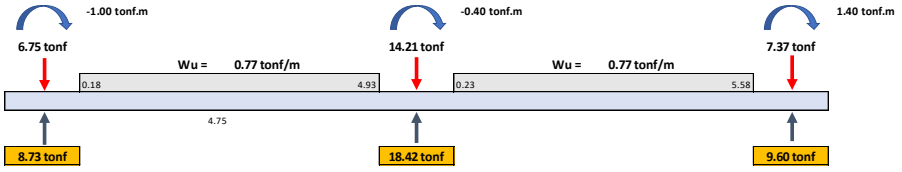
G1=	4.47	Tnf/m2
G2=	3.69	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



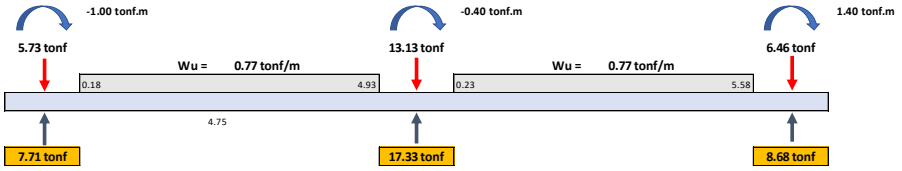
Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.38	Tnf-m	MT=	0.28	Tnf-m	MT=	0.24	Tnf-m
R2=	9.02	Tnf	R2=	17.73	Tnf	R2=	8.48	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	4.68	Tnf/m2	G1=	4.01	Tnf/m2	G1=	3.93	Tnf/m2
G2=	3.34	Tnf/m2	G2=	3.67	Tnf/m2	G2=	3.14	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.38	Tnf-m	MT=	0.28	Tnf-m	MT=	0.24	Tnf-m
R2=	8.73	Tnf	R2=	18.42	Tnf	R2=	9.60	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	4.55	Tnf/m2	G1=	4.16	Tnf/m2	G1=	4.39	Tnf/m2
G2=	3.21	Tnf/m2	G2=	3.82	Tnf/m2	G2=	3.61	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

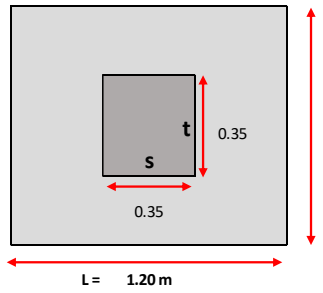


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.38	Tnf-m	MT=	0.28	Tnf-m	MT=	0.24	Tnf-m
R2=	7.71	Tnf	R2=	17.33	Tnf	R2=	8.68	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	4.10	Tnf/m2	G1=	3.92	Tnf/m2	G1=	4.01	Tnf/m2
G2=	2.76	Tnf/m2	G2=	3.58	Tnf/m2	G2=	3.23	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negat		
P ultima =	8.80	Tnf	P ultima =	16.41	Tnf	P ultima =	8.07	Tnf
Mu long =	-4.70	Tnf.m	Mu long =	-0.50	Tnf.m	Mu long =	1.75	Tnf.m
Mu trans =	0.47	Tnf.m	Mu trans =	0.34	Tnf.m	Mu trans =	0.29	Tnf.m
σud =	13.10	Tnf/m2	σud =	4.06	Tnf/m2	σud =	6.58	Tnf/m2
Longitudes Finales :			Longitudes Finales :			Longitudes Finales :		
L=	1.50	m	L=	2.20	m	L=	1.60	m
B=	1.50	m	B=	2.10	m	B=	1.50	m
Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación		
G1 =	-3.60	Tnf/m2	G1 =	3.47	Tnf/m2	G1 =	6.58	Tnf/m2
G2 =	13.10	Tnf/m2	G2 =	4.06	Tnf/m2	G2 =	1.12	Tnf/m2
G3 =	-5.28	Tnf/m2	G3 =	3.04	Tnf/m2	G3 =	5.60	Tnf/m2
G4 =	11.43	Tnf/m2	G4 =	3.64	Tnf/m2	G4 =	0.14	Tnf/m2

5. Diseño de Zapata Z1



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	7.81 Tnf/m2
P ultima =	6.80 Tnf
Mu long =	0.70 Tnf.m
Mu trans =	-0.19 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.43	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.20	m
I =	0.10	m4 * (hz^3)

0.05 ≤ hz

6.2. Otro caso:

$$Lv/2 \leq hz$$

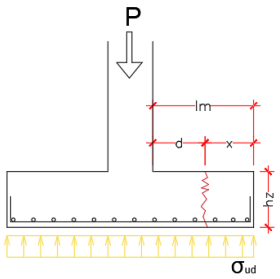
0.21 ≤ hz

USAR:

hz = 0.50 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

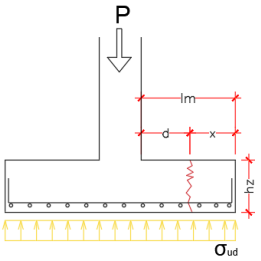
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.43 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	-0.02 m
σud =	7.81 Tnf/m2
Vu =	-0.17 Tnf
Ø Vc =	34.76 Tnf

Vu < ØVc

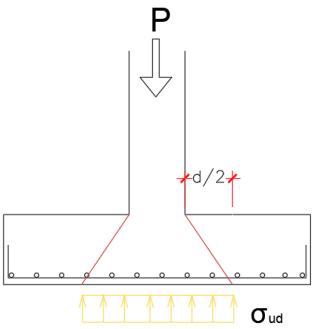
DIRECCION TRANSVERSAL



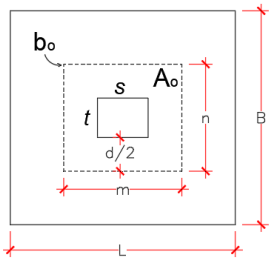
lm =	0.43 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	-0.01 m
σud =	7.81 Tnf/m2
Vu =	-0.06 Tnf
Ø Vc =	33.76 Tnf

Vu < ØVc

6.4.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



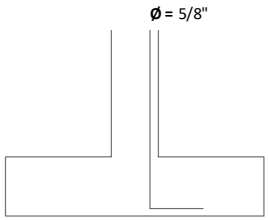
s =	0.35 m
t =	0.35 m
σud =	7.81 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.79 m
n =	0.79 m
bo =	3.17 m
Ao =	0.63 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	6.80 Tnf
Vup =	1.88 Tnf
ØVcp1 =	274.68 Tnf
ØVcp2 =	185.37 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

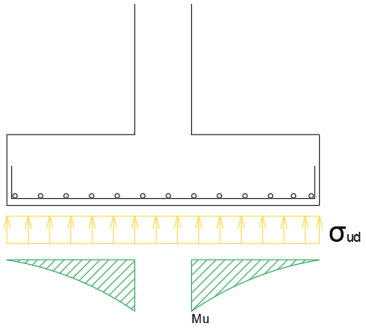


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

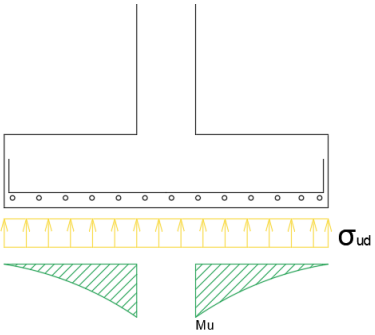
8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



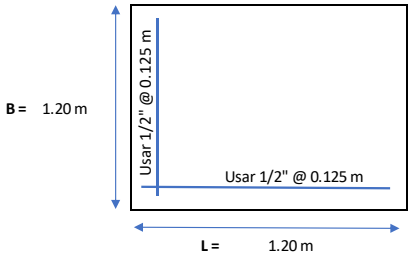
L =	1.20 m	Mu =	0.85 Tnf.m	a	As
B =	1.20 m	b =	1.20 m	8.87	0.56
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m	0.11	0.51
hz =	0.50 m			0.10	0.51
Lv =	0.43 m				
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	10.80 cm2		
fy =	4200 kgf/m2				
σud =	7.81 Tnf/m2	Ø =	1/2"		
		# barras =	9		
Wu =	9.37 Tnf/m			Usar :	
		s =	13.75 cm		
Mu =	0.85 Tnf.m	s =	12.50 cm	Usar 1/2" @ 0.125 m	

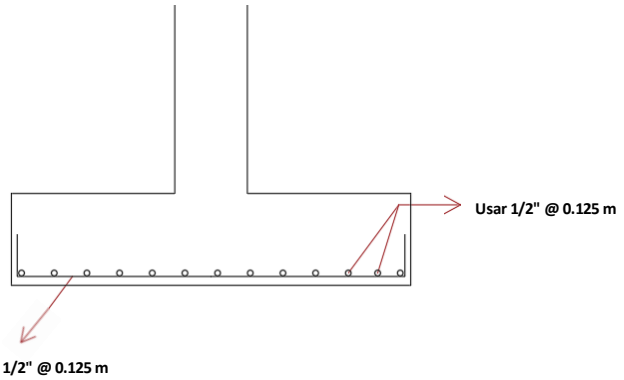
DIRECCION TRANSVERSAL



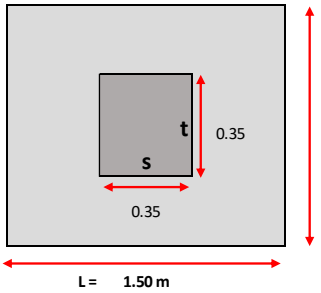
L =	1.20 m	Mu =	0.85 Tnf.m	a	As
B =	1.20 m	L =	1.20 m	8.62	0.58
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m	0.11	0.51
hz =	0.50 m			0.10	0.51
Lv =	0.43 m				
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	10.80 cm2		
fy =	4200 kgf/m2				
σud =	7.81 Tnf/m2	Ø =	1/2"		
		# barras =	9		
Wu =	9.37 Tnf/m			Usar :	
		s =	13.75 cm		
Mu =	0.85 Tnf.m	s =	12.50 cm	Usar 1/2" @ 0.125 m	

9. Distribucción del Refuerzo:





5. Diseño de Zapata Z2



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	6.88 Tnf/m2
P ultima =	11.93 Tnf
Mu long =	-0.71 Tnf.m
Mu trans =	-0.18 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.58	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.50	m
I =	0.13	m4 * (hz^3)

0.07 ≤ hz

6.2. Otro caso:

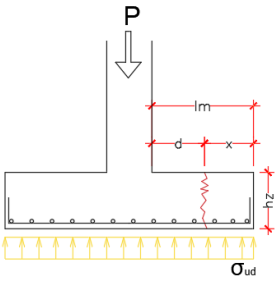
$$Lv/2 \leq hz$$

0.29 ≤ hz

USAR: **hz =** 0.50 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

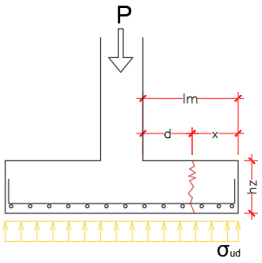
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.58 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	0.13 m
σud =	6.88 Tnf/m2
Vu =	1.36 Tnf
Ø Vc =	43.44 Tnf

Vu < ØVc

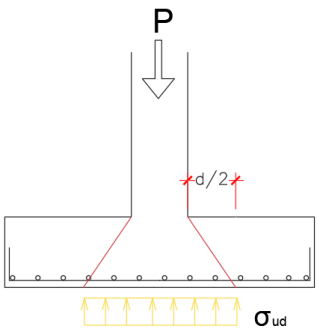
DIRECCION TRANSVERSAL



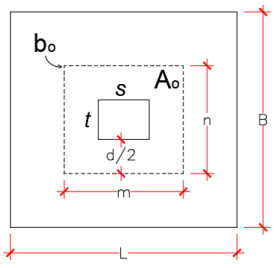
lm =	0.58 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	0.14 m
σud =	6.88 Tnf/m2
Vu =	1.49 Tnf
Ø Vc =	42.20 Tnf

Vu < ØVc

6.4.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



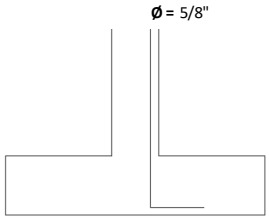
s =	0.35 m
t =	0.35 m
σud =	6.88 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.79 m
n =	0.79 m
bo =	3.17 m
Ao =	0.63 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	11.93 Tnf
Vup =	7.60 Tnf
ØVcp1 =	274.68 Tnf
ØVcp2 =	185.37 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

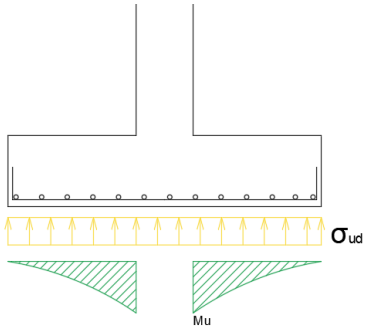


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

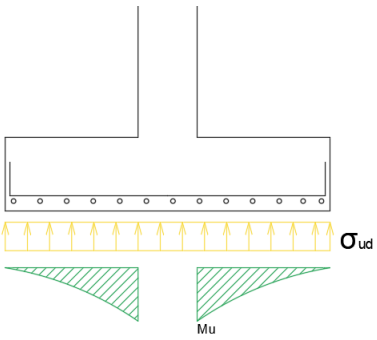
8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



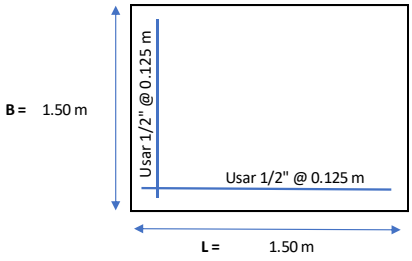
L =	1.50 m	Mu =	1.71 Tnf.m	a	As
B =	1.50 m	b =	1.50 m	8.87	1.13
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m	0.18	1.02
hz =	0.50 m			0.16	1.02
Lv =	0.58 m				
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	13.50 cm2		
fy =	4200 kgf/m2				
σud =	6.88 Tnf/m2	Ø =	1/2"		
		# barras =	11		
Wu =	10.32 Tnf/m			Usar :	
		s =	14.00 cm		
Mu =	1.71 Tnf.m	s =	12.50 cm	Usar 1/2" @ 0.125 m	

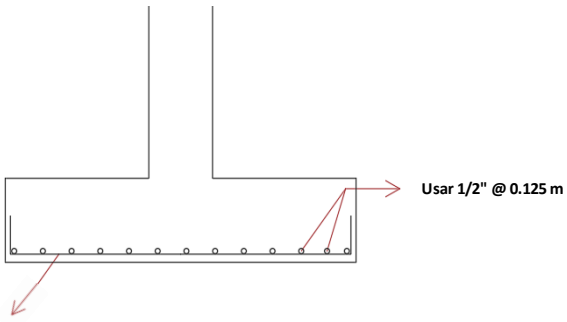
DIRECCION TRANSVERSAL



L =	1.50 m	Mu =	1.71 Tnf.m	a	As
B =	1.50 m	L =	1.50 m	8.62	1.16
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m	0.18	1.02
hz =	0.50 m			0.16	1.02
Lv =	0.58 m				
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	13.50 cm2		
fy =	4200 kgf/m2				
σud =	6.88 Tnf/m2	Ø =	1/2"		
		# barras =	11		
Wu =	10.32 Tnf/m			Usar :	
		s =	14.00 cm		
Mu =	1.71 Tnf.m	s =	12.50 cm	Usar 1/2" @ 0.125 m	

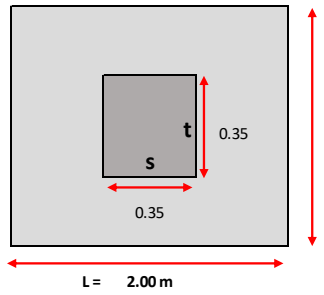
9. Distribucción del Refuerzo:





Usar 1/2" @ 0.125 m

5. Diseño de Zapata Z3



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	5.21 Tnf/m2
P ultima =	18.48 Tnf
Mu long =	-0.73 Tnf.m
Mu trans =	0.04 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.83	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	2.00	m
I =	0.17	m4 * (hz^3)

0.12 ≤ hz

6.2. Otro caso:

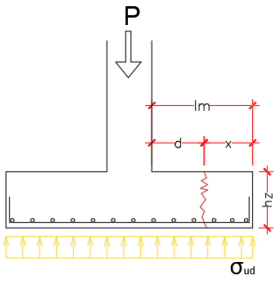
$$Lv/2 \leq hz$$

0.41 ≤ hz

USAR: hz = 0.50 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

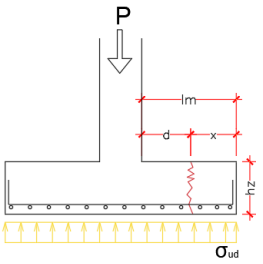
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.83 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	0.38 m
σud =	5.21 Tnf/m2
Vu =	3.97 Tnf
Ø Vc =	57.93 Tnf

Vu < ØVc

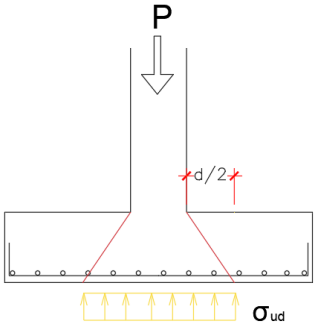
DIRECCION TRANSVERSAL



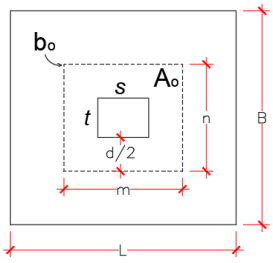
lm =	0.83 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	0.39 m
σud =	5.21 Tnf/m2
Vu =	4.10 Tnf
Ø Vc =	56.27 Tnf

Vu < ØVc

6.4.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



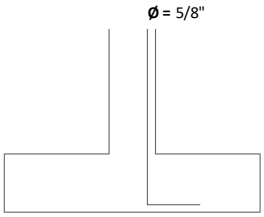
s =	0.35 m
t =	0.35 m
σud =	5.21 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.79 m
n =	0.79 m
bo =	3.17 m
Ao =	0.63 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	18.48 Tnf
Vup =	15.21 Tnf
ØVcp1 =	274.68 Tnf
ØVcp2 =	185.37 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

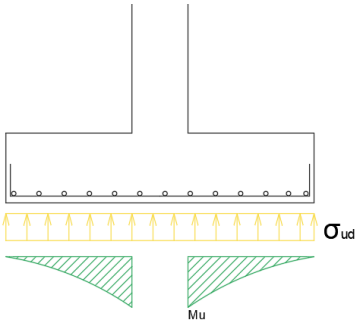


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



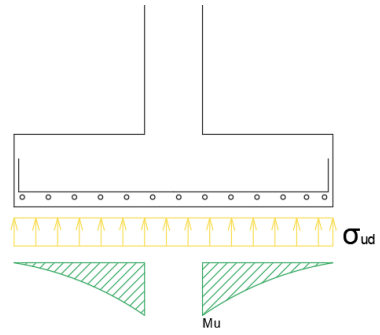
L =	2.00 m	Mu =	3.54 Tnf.m
B =	2.00 m	b =	2.00 m
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.83 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	18.00 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	5.21 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	14
Wu =	10.41 Tnf/m		
		s =	14.62 cm
Mu =	3.54 Tnf.m	s =	12.50 cm

a	As
8.87	2.35
0.28	2.12
0.25	2.12

Usar :

Usar 1/2" @ 0.125 m

DIRECCION TRANSVERSAL



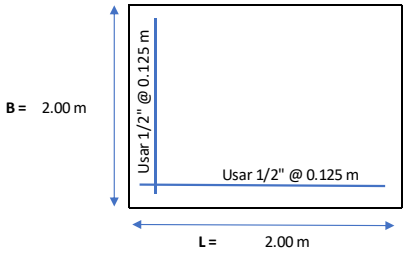
L =	2.00 m	Mu =	3.54 Tnf.m
B =	2.00 m	L =	2.00 m
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.83 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	18.00 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	5.21 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	14
Wu =	10.41 Tnf/m		
		s =	14.62 cm
Mu =	3.54 Tnf.m	s =	12.50 cm

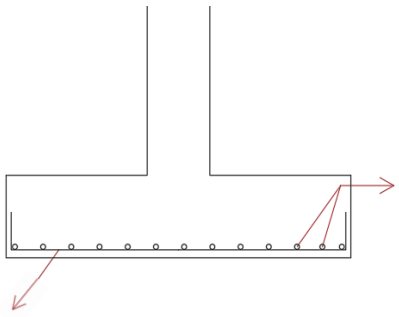
a	As
8.62	2.42
0.28	2.12
0.25	2.12

Usar :

Usar 1/2" @ 0.125 m

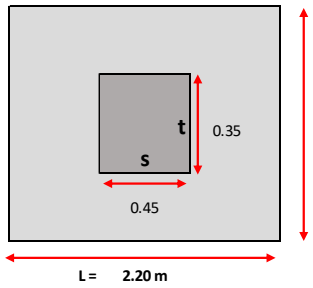
9. Distribucción del Refuerzo:





Usar 1/2" @ 0.125 m

5. Diseño de Zapata Z4



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
σud =	6.51	Tnf/m2
P ultima =	27.28	Tnf
Mu long =	-0.99	Tnf.m
Mu trans =	-0.03	Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.88	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	2.10	m
I =	0.18	m4 * (hz^3)

0.12 ≤ hz

6.2. Otro caso:

$$Lv/2 \leq hz$$

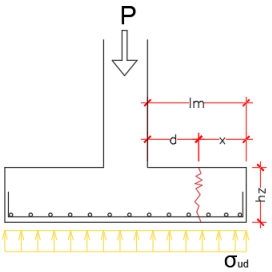
0.44 ≤ hz

USAR:

hz = 0.50 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

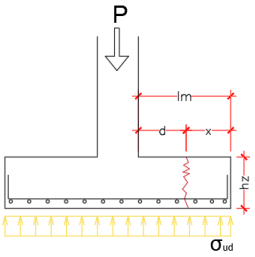
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.88 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	0.43 m
σud =	6.51 Tnf/m2
Vu =	5.90 Tnf
Ø Vc =	60.82 Tnf

Vu < ØVc

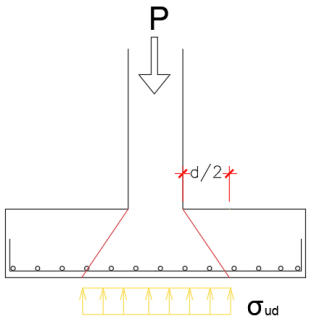
DIRECCION TRANSVERSAL



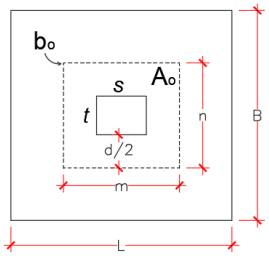
lm =	0.88 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	0.44 m
σud =	6.51 Tnf/m2
Vu =	6.36 Tnf
Ø Vc =	61.89 Tnf

Vu < ØVc

6.4. Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



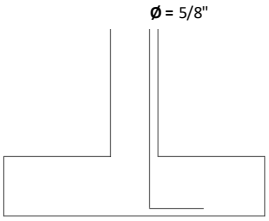
s =	0.45 m
t =	0.35 m
σud =	6.51 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.89 m
n =	0.79 m
bo =	3.37 m
Ao =	0.71 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	27.28 Tnf
Vup =	22.67 Tnf
ØVcp1 =	248.20 Tnf
ØVcp2 =	197.05 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

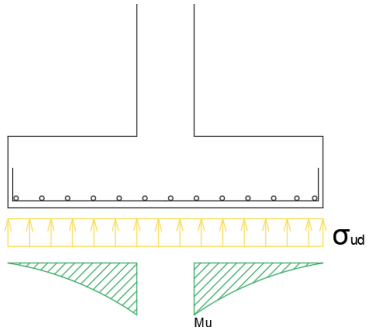


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



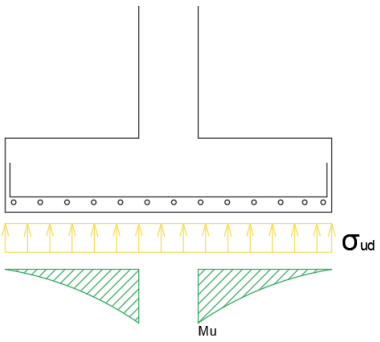
L =	2.20 m	Mu =	5.23 Tnf.m
B =	2.10 m	b =	2.10 m
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.88 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	18.90 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	6.51 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	15
Wu =	13.67 Tnf/m		
		s =	14.29 cm
Mu =	5.23 Tnf.m	s =	12.50 cm

a	As
8.87	3.47
0.39	3.13
0.35	3.13

Usar :

Usar 1/2" @ 0.125 m

DIRECCION TRANSVERSAL



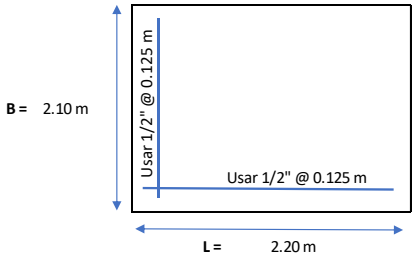
L =	2.20 m	Mu =	5.48 Tnf.m
B =	2.10 m	L =	2.20 m
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.88 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	19.80 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	6.51 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	16
Wu =	14.32 Tnf/m		
		s =	13.33 cm
Mu =	5.48 Tnf.m	s =	12.50 cm

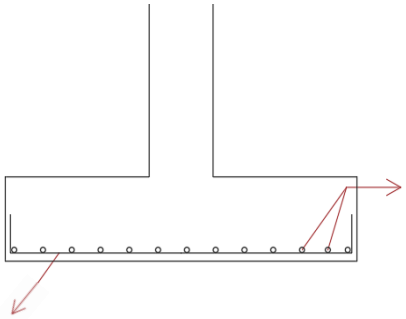
a	As
8.62	3.74
0.42	3.14
0.35	3.13

Usar :

Usar 1/2" @ 0.125 m

9. Distribucción del Refuerzo:





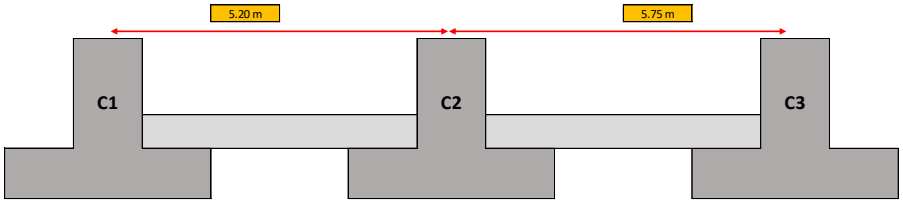
Usar 1/2" @ 0.125 m

Fuente: Elaboración propia.

4.6.5 Diseño de cimentación Bloque F

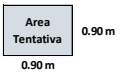
Tabla 97: Diseño de Cimentación del Bloque F

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE F EJE A



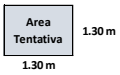
C1			C2			C3		
b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m
h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m
PD=	4.48	Tnf	PD=	9.01	Tnf	PD=	4.83	Tnf
PL=	0.47	Tnf	PL=	1.29	Tnf	PL=	0.53	Tnf
Dirección Longitudinal			Dirección Longitudinal			Dirección Longitudinal		
MD=	-0.75	Tnf-m	MD=	-0.25	Tnf-m	MD=	0.81	Tnf-m
ML=	-0.13	Tnf-m	ML=	-0.05	Tnf-m	ML=	0.14	Tnf-m
MS=	2.41	Tnf-m	MS=	2.81	Tnf-m	MS=	2.37	Tnf-m
PS=	-0.63	Tnf	PS=	0.08	Tnf	PS=	0.55	Tnf
Dirección Transversal			Dirección Transversal			Dirección Transversal		
MD=	-0.20	Tnf-m	MD=	-0.11	Tnf-m	MD=	-0.09	Tnf-m
ML=	-0.01	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.70	Tnf	PS=	-0.62	Tnf	PS=	-0.67	Tnf

3. Dimensionamiento:



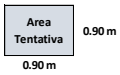
Dimensionamiento Z1

L=	1.20	m
B=	1.20	m



Dimensionamiento Z2

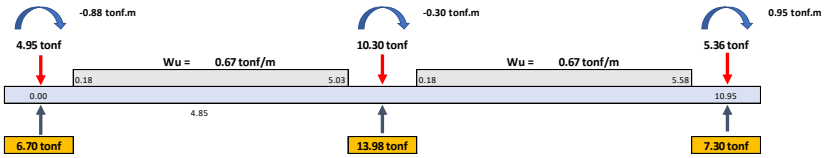
L=	1.60	m
B=	1.60	m



Dimensionamiento Z3

L=	1.20	m
B=	1.20	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	-0.21	Tnf-m
R2=	6.70	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.92	Tnf/m2
G2=	5.38	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.12	Tnf-m
R2=	13.98	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.29	Tnf/m2
G2=	5.63	Tnf/m2

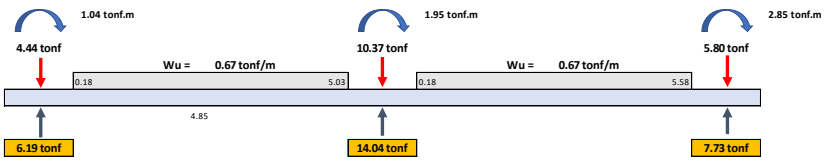
Zapata N3

MT=	-0.08	Tnf-m
R2=	7.30	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.77	Tnf/m2
G2=	5.36	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	-0.21	Tnf-m
R2=	6.19	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.57	Tnf/m2
G2=	5.03	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.12	Tnf-m
R2=	14.04	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.31	Tnf/m2
G2=	5.66	Tnf/m2

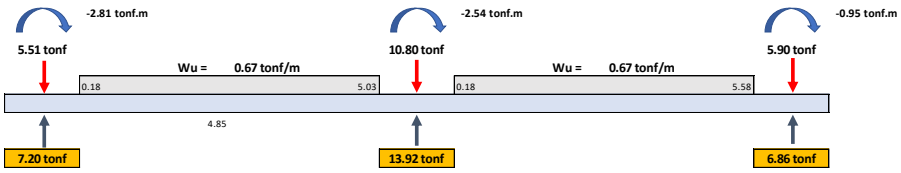
Zapata N3

MT=	-0.08	Tnf-m
R2=	7.73	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.08	Tnf/m2
G2=	5.66	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



Zapata N1

MT=	-0.21	Tnf-m
R2=	7.20	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.27	Tnf/m2
G2=	5.73	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.12	Tnf-m
R2=	13.92	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.26	Tnf/m2
G2=	5.61	Tnf/m2

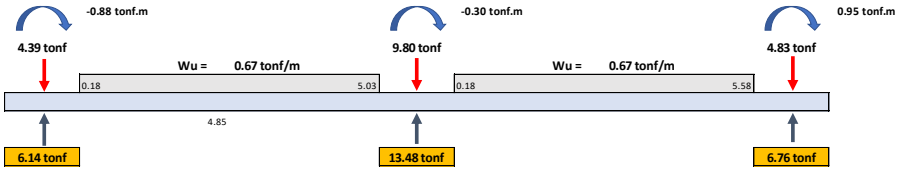
Zapata N3

MT=	-0.08	Tnf-m
R2=	6.86	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.47	Tnf/m2
G2=	5.06	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1

MT=	-0.21	Tnf-m
R2=	6.14	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.54	Tnf/m2
G2=	4.99	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.12	Tnf-m
R2=	13.48	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.10	Tnf/m2
G2=	5.44	Tnf/m2

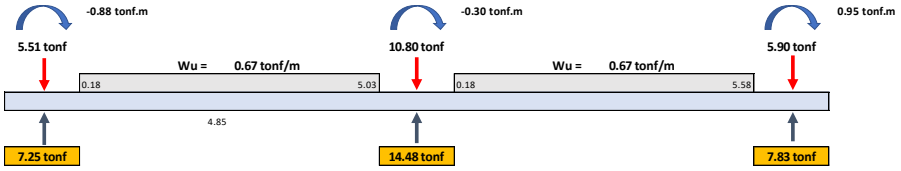
Zapata N3

MT=	-0.08	Tnf-m
R2=	6.76	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.40	Tnf/m2
G2=	4.99	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1

MT=	-0.21	Tnf-m
R2=	7.25	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.31	Tnf/m2
G2=	5.77	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.12	Tnf-m
R2=	14.48	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.48	Tnf/m2
G2=	5.83	Tnf/m2

Zapata N3

MT=	-0.08	Tnf-m
R2=	7.83	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.14	Tnf/m2
G2=	5.73	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima =	6.88	Tnf
Mu long =	-1.10	Tnf.m
Mu trans =	-0.26	Tnf.m
σud =	9.53	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.20	m
B=	1.20	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	0.03	Tnf/m2
G2 =	7.71	Tnf/m2
G3 =	1.85	Tnf/m2
G4 =	9.53	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima =	13.50	Tnf
Mu long =	-0.37	Tnf.m
Mu trans =	-0.15	Tnf.m
σud =	6.03	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.60	m
B=	1.60	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	4.51	Tnf/m2
G2 =	5.60	Tnf/m2
G3 =	4.94	Tnf/m2
G4 =	6.03	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negat

P ultima =	7.37	Tnf
Mu long =	1.19	Tnf.m
Mu trans =	-0.11	Tnf.m
σud =	9.61	Tnf/m2

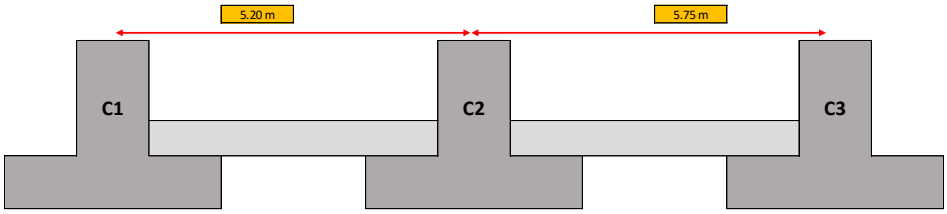
Longitudes Finales :

L=	1.20	m
B=	1.20	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	8.87	Tnf/m2
G2 =	0.63	Tnf/m2
G3 =	9.61	Tnf/m2
G4 =	1.37	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE F EJE B



b =	0.35	m
h =	0.40	m
PD=	6.95	Tnf
PL=	0.95	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-1.25	Tnf-m
ML=	-0.26	Tnf-m
MS=	2.88	Tnf-m
PS=	-0.65	Tnf

Dirección Transversal

MD=	-0.07	Tnf-m
ML=	-0.02	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.00	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.40	m
PD=	13.75	Tnf
PL=	2.53	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-0.37	Tnf-m
ML=	-0.08	Tnf-m
MS=	3.02	Tnf-m
PS=	0.09	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.00	Tnf-m
ML=	-0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.09	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.40	m
PD=	7.54	Tnf
PL=	1.08	Tnf

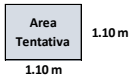
Dirección Longitudinal

MD=	1.36	Tnf-m
ML=	0.29	Tnf-m
MS=	2.83	Tnf-m
PS=	0.55	Tnf

Dirección Transversal

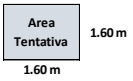
MD=	0.10	Tnf-m
ML=	0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.04	Tnf

3. Dimensionamiento:



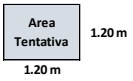
Dimensionamiento Z1

L=	1.60	m
B=	1.60	m



Dimensionamiento Z2

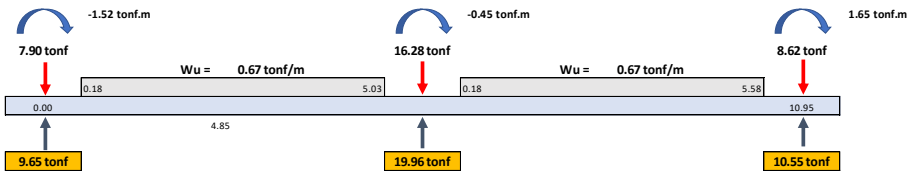
L=	1.80	m
B=	1.80	m



Dimensionamiento Z3

L=	1.60	m
B=	1.60	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	-0.09	Tnf-m
R2=	9.65	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.63	Tnf/m2
G2=	3.90	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.00	Tnf-m
R2=	19.96	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	6.16	Tnf/m2
G2=	6.16	Tnf/m2

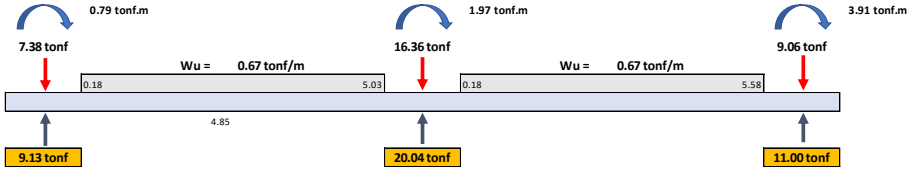
Zapata N3

MT=	0.11	Tnf-m
R2=	10.55	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.29	Tnf/m2
G2=	3.96	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	-0.09	Tnf-m
R2=	9.13	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.43	Tnf/m2
G2=	3.70	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.00	Tnf-m
R2=	20.04	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	6.18	Tnf/m2
G2=	6.19	Tnf/m2

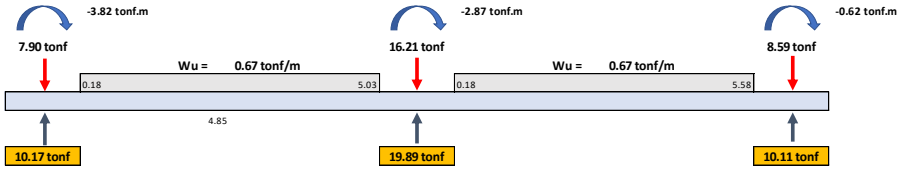
Zapata N3

MT=	0.11	Tnf-m
R2=	11.00	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

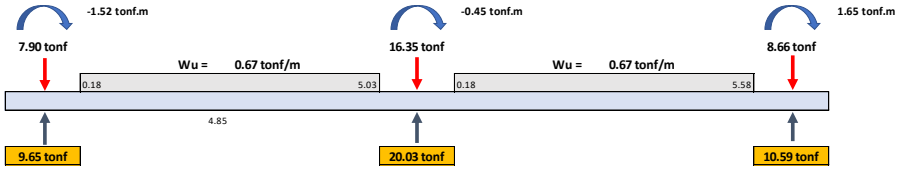
G1=	4.46	Tnf/m2
G2=	4.13	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



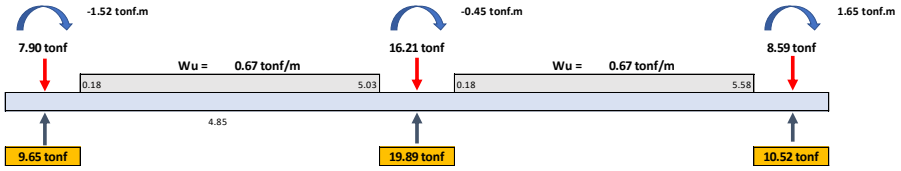
Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.09	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.11	Tnf-m
R2=	10.17	Tnf	R2=	19.89	Tnf	R2=	10.11	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			*Verificación de Esfuerzos en el Suelo*			*Verificación de Esfuerzos en el Suelo*		
G1=	3.84	Tnf/m2	G1=	6.13	Tnf/m2	G1=	4.12	Tnf/m2
G2=	4.10	Tnf/m2	G2=	6.14	Tnf/m2	G2=	3.78	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.09	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.11	Tnf-m
R2=	9.65	Tnf	R2=	20.03	Tnf	R2=	10.59	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			*Verificación de Esfuerzos en el Suelo*			*Verificación de Esfuerzos en el Suelo*		
G1=	3.64	Tnf/m2	G1=	6.18	Tnf/m2	G1=	4.30	Tnf/m2
G2=	3.90	Tnf/m2	G2=	6.19	Tnf/m2	G2=	3.97	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

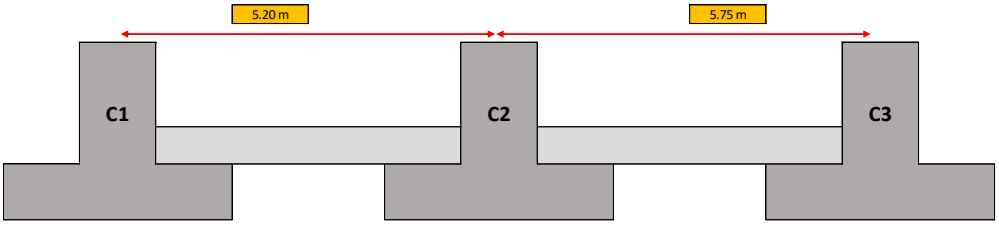


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.09	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.11	Tnf-m
R2=	9.65	Tnf	R2=	19.89	Tnf	R2=	10.52	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			*Verificación de Esfuerzos en el Suelo*			*Verificación de Esfuerzos en el Suelo*		
G1=	3.63	Tnf/m2	G1=	6.14	Tnf/m2	G1=	4.28	Tnf/m2
G2=	3.90	Tnf/m2	G2=	6.14	Tnf/m2	G2=	3.94	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negat		
P ultima =	9.87	Tnf	P ultima =	20.27	Tnf	P ultima =	10.74	Tnf
Mu long =	-1.90	Tnf.m	Mu long =	-0.56	Tnf.m	Mu long =	2.06	Tnf.m
Mu trans =	-0.11	Tnf.m	Mu trans =	0.00	Tnf.m	Mu trans =	0.14	Tnf.m
σud =	6.80	Tnf/m2	σud =	6.84	Tnf/m2	σud =	7.41	Tnf/m2
Longitudes Finales :			*Longitudes Finales :*			*Longitudes Finales :*		
L=	1.60	m	L=	1.80	m	L=	1.60	m
B=	1.60	m	B=	1.80	m	B=	1.60	m
Esfuerzos en el suelo de fundación			*Esfuerzos en el suelo de fundación*			*Esfuerzos en el suelo de fundación*		
G1 =	0.91	Tnf/m2	G1 =	5.67	Tnf/m2	G1 =	7.41	Tnf/m2
G2 =	6.47	Tnf/m2	G2 =	6.83	Tnf/m2	G2 =	1.39	Tnf/m2
G3 =	1.24	Tnf/m2	G3 =	5.68	Tnf/m2	G3 =	7.00	Tnf/m2
G4 =	6.80	Tnf/m2	G4 =	6.84	Tnf/m2	G4 =	0.97	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE F EJE C



b =	0.35	m
h =	0.40	m
PD=	7.60	Tnf
PL=	1.08	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-1.46	Tnf-m
ML=	-0.31	Tnf-m
MS=	3.07	Tnf-m
PS=	-0.66	Tnf

Dirección Transversal

MD=	-0.12	Tnf-m
ML=	-0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.28	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.40	m
PD=	15.54	Tnf
PL=	2.95	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-0.45	Tnf-m
ML=	-0.09	Tnf-m
MS=	3.22	Tnf-m
PS=	0.10	Tnf

Dirección Transversal

MD=	-0.07	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.22	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.40	m
PD=	8.45	Tnf
PL=	1.25	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	1.52	Tnf-m
ML=	0.34	Tnf-m
MS=	3.02	Tnf-m
PS=	0.57	Tnf

Dirección Transversal

MD=	-0.04	Tnf-m
ML=	0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.28	Tnf

3. Dimensionamiento:

Area Tentativa 1.20 m × 1.20 m

Dimensionamiento Z1

L=	1.60	m
B=	1.60	m

Area Tentativa 1.70 m × 1.70 m

Dimensionamiento Z2

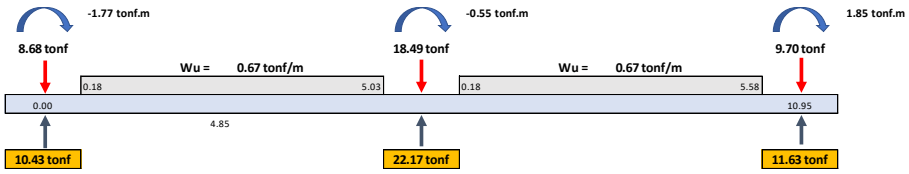
L=	2.00	m
B=	2.00	m

Area Tentativa 1.30 m × 1.30 m

Dimensionamiento Z3

L=	1.60	m
B=	1.60	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	-0.13	Tnf-m
R2=	10.43	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.89	Tnf/m2
G2=	4.26	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.07	Tnf-m
R2=	22.17	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.49	Tnf/m2
G2=	5.60	Tnf/m2

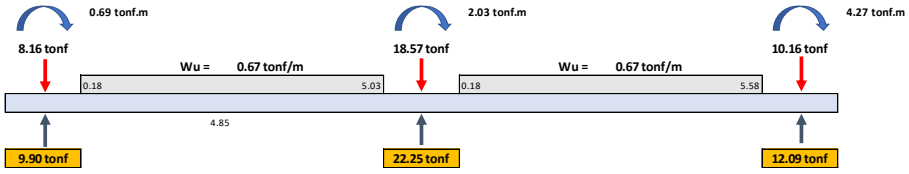
Zapata N3

MT=	-0.03	Tnf-m
R2=	11.63	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.50	Tnf/m2
G2=	4.59	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	-0.13	Tnf-m
R2=	9.90	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.68	Tnf/m2
G2=	4.06	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.07	Tnf-m
R2=	22.25	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.51	Tnf/m2
G2=	5.62	Tnf/m2

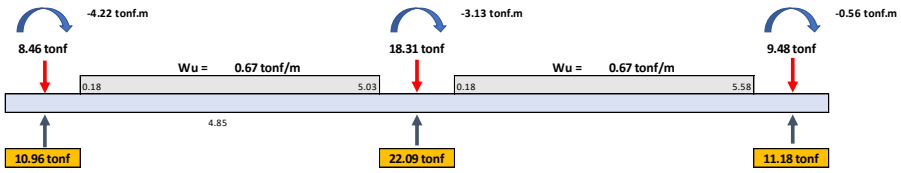
Zapata N3

MT=	-0.03	Tnf-m
R2=	12.09	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

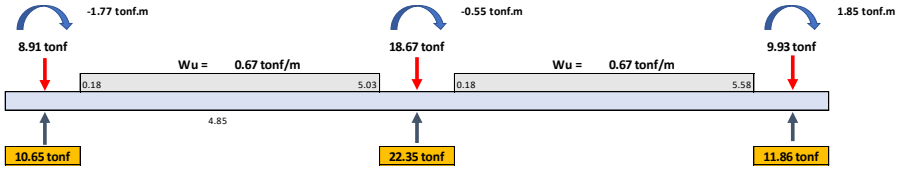
G1=	4.68	Tnf/m2
G2=	4.76	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



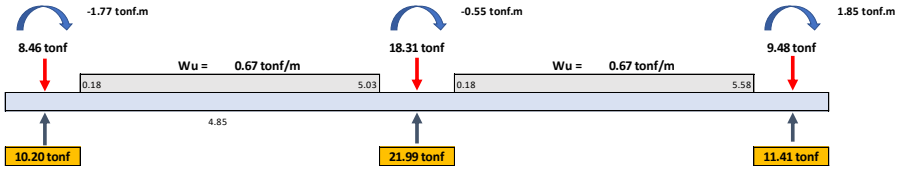
Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.13	Tnf-m	MT=	-0.07	Tnf-m	MT=	-0.03	Tnf-m
R2=	10.96	Tnf	R2=	22.09	Tnf	R2=	11.18	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	4.09	Tnf/m2	G1=	5.47	Tnf/m2	G1=	4.33	Tnf/m2
G2=	4.47	Tnf/m2	G2=	5.58	Tnf/m2	G2=	4.41	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.13	Tnf-m	MT=	-0.07	Tnf-m	MT=	-0.03	Tnf-m
R2=	10.65	Tnf	R2=	22.35	Tnf	R2=	11.86	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	3.97	Tnf/m2	G1=	5.53	Tnf/m2	G1=	4.59	Tnf/m2
G2=	4.35	Tnf/m2	G2=	5.64	Tnf/m2	G2=	4.67	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

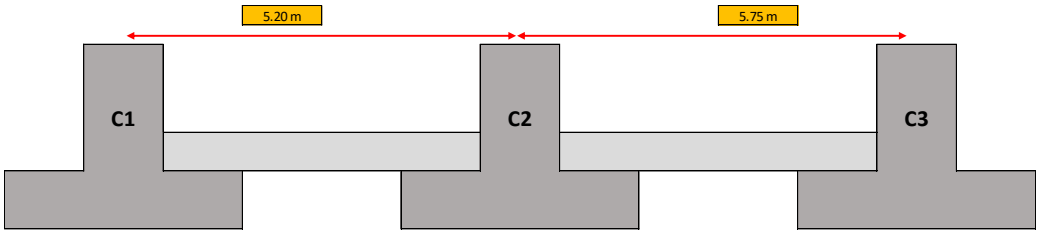


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.13	Tnf-m	MT=	-0.07	Tnf-m	MT=	-0.03	Tnf-m
R2=	10.20	Tnf	R2=	21.99	Tnf	R2=	11.41	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	3.80	Tnf/m2	G1=	5.45	Tnf/m2	G1=	4.42	Tnf/m2
G2=	4.17	Tnf/m2	G2=	5.55	Tnf/m2	G2=	4.50	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negat		
P ultima =	10.57	Tnf	P ultima =	23.34	Tnf	P ultima =	11.84	Tnf
Mu long =	-2.21	Tnf.m	Mu long =	-0.69	Tnf.m	Mu long =	2.32	Tnf.m
Mu trans =	-0.16	Tnf.m	Mu trans =	-0.09	Tnf.m	Mu trans =	-0.04	Tnf.m
σud =	7.60	Tnf/m2	σud =	6.41	Tnf/m2	σud =	8.07	Tnf/m2
Longitudes Finales :			Longitudes Finales :			Longitudes Finales :		
L=	1.60	m	L=	2.00	m	L=	1.60	m
B=	1.60	m	B=	2.00	m	B=	1.60	m
Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación		
G1 =	0.66	Tnf/m2	G1 =	5.25	Tnf/m2	G1 =	7.97	Tnf/m2
G2 =	7.13	Tnf/m2	G2 =	6.28	Tnf/m2	G2 =	1.18	Tnf/m2
G3 =	1.13	Tnf/m2	G3 =	5.39	Tnf/m2	G3 =	8.07	Tnf/m2
G4 =	7.60	Tnf/m2	G4 =	6.41	Tnf/m2	G4 =	1.28	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE F EJE D



b =	0.35	m
h =	0.40	m
PD=	9.64	Tnf
PL=	1.36	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-1.43	Tnf-m
ML=	-0.31	Tnf-m
MS=	3.38	Tnf-m
PS=	-0.89	Tnf

Dirección Transversal

MD=	-1.09	Tnf-m
ML=	-0.19	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.24	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.40	m
PD=	14.63	Tnf
PL=	2.74	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-0.49	Tnf-m
ML=	-0.10	Tnf-m
MS=	3.47	Tnf-m
PS=	0.08	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.03	Tnf-m
ML=	-0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.35	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.40	m
PD=	7.97	Tnf
PL=	1.16	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	1.34	Tnf-m
ML=	0.29	Tnf-m
MS=	3.27	Tnf-m
PS=	0.67	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.22	Tnf-m
ML=	0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.40	Tnf

3. Dimensionamiento:

Area Tentativa 1.30 m × 1.30 m

Dimensionamiento Z1

L=	1.80	m
B=	1.80	m

Area Tentativa 1.70 m × 1.70 m

Dimensionamiento Z2

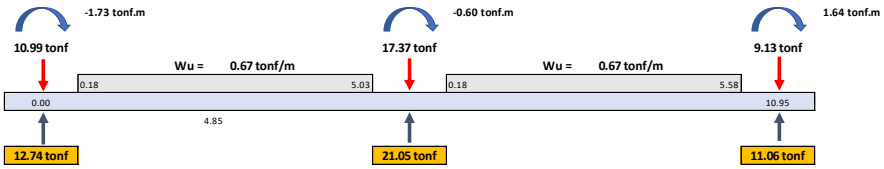
L=	2.00	m
B=	2.00	m

Area Tentativa 1.20 m × 1.20 m

Dimensionamiento Z3

L=	1.60	m
B=	1.60	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	-1.27	Tnf-m
R2=	12.74	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	2.62	Tnf/m2
G2=	5.24	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.02	Tnf-m
R2=	21.05	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.28	Tnf/m2
G2=	5.25	Tnf/m2

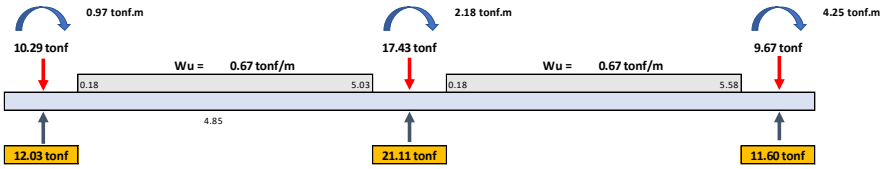
Zapata N3

MT=	0.23	Tnf-m
R2=	11.06	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.66	Tnf/m2
G2=	3.99	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	-1.27	Tnf-m
R2=	12.03	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	2.40	Tnf/m2
G2=	5.02	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.02	Tnf-m
R2=	21.11	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.29	Tnf/m2
G2=	5.26	Tnf/m2

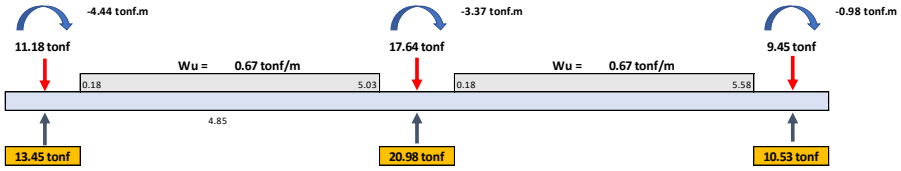
Zapata N3

MT=	0.23	Tnf-m
R2=	11.60	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.87	Tnf/m2
G2=	4.20	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



Zapata N1

MT=	-1.27	Tnf-m
R2=	13.45	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	2.84	Tnf/m2
G2=	5.46	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.02	Tnf-m
R2=	20.98	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.26	Tnf/m2
G2=	5.23	Tnf/m2

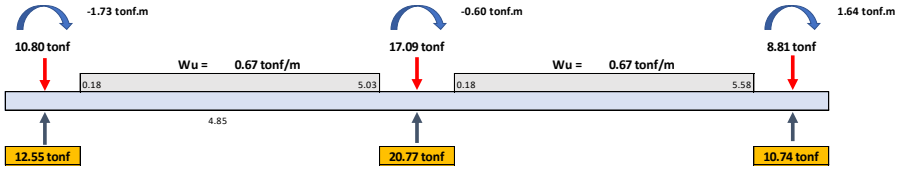
Zapata N3

MT=	0.23	Tnf-m
R2=	10.53	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.45	Tnf/m2
G2=	3.78	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1

MT=	-1.27	Tnf-m
R2=	12.55	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	2.56	Tnf/m2
G2=	5.18	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.02	Tnf-m
R2=	20.77	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.21	Tnf/m2
G2=	5.18	Tnf/m2

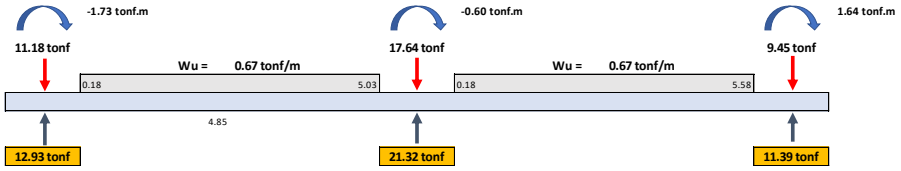
Zapata N3

MT=	0.23	Tnf-m
R2=	10.74	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.53	Tnf/m2
G2=	3.86	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1

MT=	-1.27	Tnf-m
R2=	12.93	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	2.68	Tnf/m2
G2=	5.30	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.02	Tnf-m
R2=	21.32	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.35	Tnf/m2
G2=	5.31	Tnf/m2

Zapata N3

MT=	0.23	Tnf-m
R2=	11.39	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.78	Tnf/m2
G2=	4.11	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima =	13.98	Tnf
Mu long =	-2.17	Tnf.m
Mu trans =	-1.59	Tnf.m
σud =	8.18	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.80	m
B=	1.80	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	0.45	Tnf/m2
G2 =	4.91	Tnf/m2
G3 =	3.72	Tnf/m2
G4 =	8.18	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima =	22.05	Tnf
Mu long =	-0.74	Tnf.m
Mu trans =	0.03	Tnf.m
σud =	6.09	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	2.00	m
B=	2.00	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	4.98	Tnf/m2
G2 =	6.09	Tnf/m2
G3 =	4.94	Tnf/m2
G4 =	6.05	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negat

P ultima =	11.82	Tnf
Mu long =	2.04	Tnf.m
Mu trans =	0.29	Tnf.m
σud =	8.03	Tnf/m2

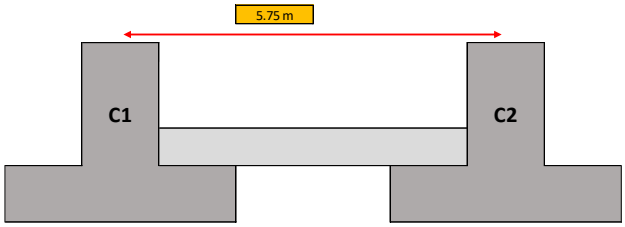
Longitudes Finales :

L=	1.60	m
B=	1.60	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	8.03	Tnf/m2
G2 =	2.04	Tnf/m2
G3 =	7.19	Tnf/m2
G4 =	1.20	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACION BLOQUE C EJE 1



b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	12.43	Tnf
PL=	2.18	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-0.10	Tnf-m
ML=	-0.03	Tnf-m
MS=	3.46	Tnf-m
PS=	-0.43	Tnf

Dirección Transversal

MD=	-0.01	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.24	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	5.98	Tnf
PL=	0.81	Tnf

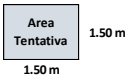
Dirección Longitudinal

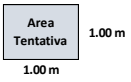
MD=	0.80	Tnf-m
ML=	0.17	Tnf-m
MS=	3.10	Tnf-m
PS=	0.72	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.05	Tnf-m
ML=	0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.19	Tnf

3. Dimensionamiento:





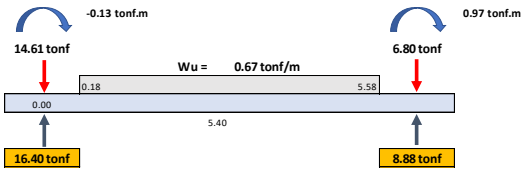
Dimensionamiento Z1

L=	1.80	m
B=	1.80	m

Dimensionamiento Z2

L=	1.60	m
B=	1.60	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	-0.01	Tnf-m
R2=	16.40	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.05	Tnf/m2
G2=	5.07	Tnf/m2

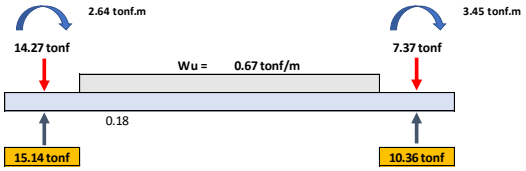
Zapata N2

MT=	0.06	Tnf-m
R2=	8.88	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.56	Tnf/m2
G2=	3.38	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	-0.01	Tnf-m
R2=	15.14	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.67	Tnf/m2
G2=	4.68	Tnf/m2

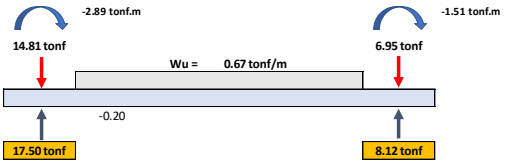
Zapata N2

MT=	0.06	Tnf-m
R2=	10.36	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.14	Tnf/m2
G2=	3.96	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



Zapata N1

MT=	-0.01	Tnf-m
R2=	17.50	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.40	Tnf/m2
G2=	5.41	Tnf/m2

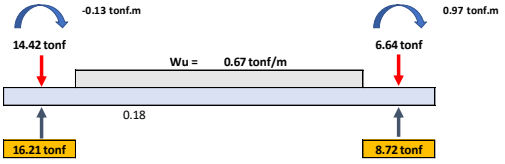
Zapata N2

MT=	0.06	Tnf-m
R2=	8.12	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.26	Tnf/m2
G2=	3.08	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1

MT=	-0.01	Tnf-m
R2=	16.21	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.99	Tnf/m2
G2=	5.01	Tnf/m2

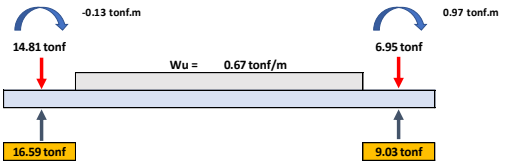
Zapata N2

MT=	0.06	Tnf-m
R2=	8.72	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.50	Tnf/m2
G2=	3.32	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1

MT=	-0.01	Tnf-m
R2=	16.59	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.11	Tnf/m2
G2=	5.13	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.06	Tnf-m
R2=	9.03	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.62	Tnf/m2
G2=	3.44	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima =	18.51	Tnf
Mu long =	-0.16	Tnf.m
Mu trans =	-0.01	Tnf.m
σud =	5.89	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.80	m
B=	1.80	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	5.54	Tnf/m2
G2 =	5.87	Tnf/m2
G3 =	5.56	Tnf/m2
G4 =	5.89	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negat

P ultima =	8.69	Tnf
Mu long =	1.22	Tnf.m
Mu trans =	0.08	Tnf.m
σud =	5.29	Tnf/m2

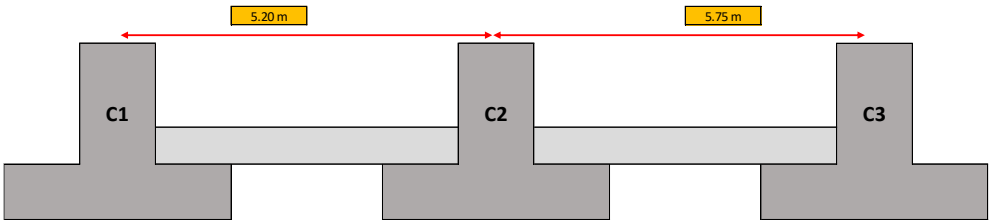
Longitudes Finales :

L=	1.60	m
B=	1.60	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	5.29	Tnf/m2
G2 =	1.73	Tnf/m2
G3 =	5.06	Tnf/m2
G4 =	1.50	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE F EJE F



b =	0.35	m
h =	0.40	m
PD=	6.04	Tnf
PL=	0.68	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-0.86	Tnf-m
ML=	-0.15	Tnf-m
MS=	3.31	Tnf-m
PS=	-0.85	Tnf

Dirección Transversal

MD=	1.10	Tnf-m
ML=	0.16	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.65	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.40	m
PD=	7.62	Tnf
PL=	0.97	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-0.46	Tnf-m
ML=	-0.09	Tnf-m
MS=	3.76	Tnf-m
PS=	0.08	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.14	Tnf-m
ML=	0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.91	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.40	m
PD=	4.14	Tnf
PL=	0.39	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	0.45	Tnf-m
ML=	0.06	Tnf-m
MS=	3.20	Tnf-m
PS=	0.61	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.13	Tnf-m
ML=	0.01	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.93	Tnf

3. Dimensionamiento:

Area Tentativa — 1.00 m — 1.00 m

Dimensionamiento Z1

L=	1.60	m
B=	1.60	m

Area Tentativa — 1.20 m — 1.20 m

Dimensionamiento Z2

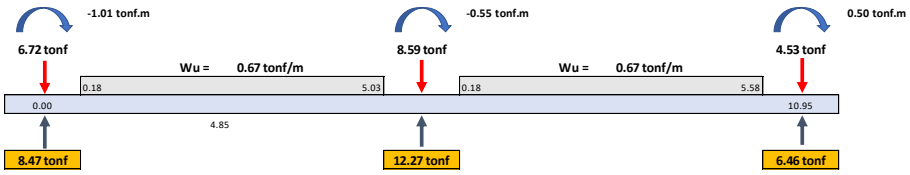
L=	1.60	m
B=	1.60	m

Area Tentativa — 0.90 m — 0.90 m

Dimensionamiento Z3

L=	1.20	m
B=	1.20	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	1.26	Tnf-m
R2=	8.47	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.15	Tnf/m2
G2=	1.47	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.15	Tnf-m
R2=	12.27	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.01	Tnf/m2
G2=	4.57	Tnf/m2

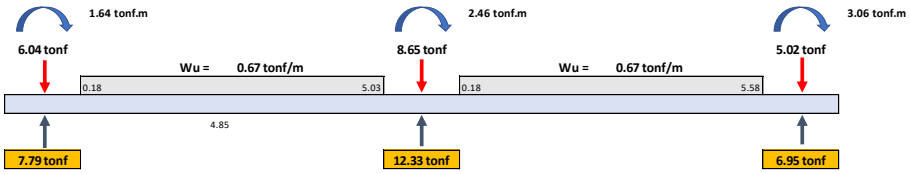
Zapata N3

MT=	0.14	Tnf-m
R2=	6.46	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.98	Tnf/m2
G2=	3.99	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	1.26	Tnf-m
R2=	7.79	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.88	Tnf/m2
G2=	1.20	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.15	Tnf-m
R2=	12.33	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.03	Tnf/m2
G2=	4.60	Tnf/m2

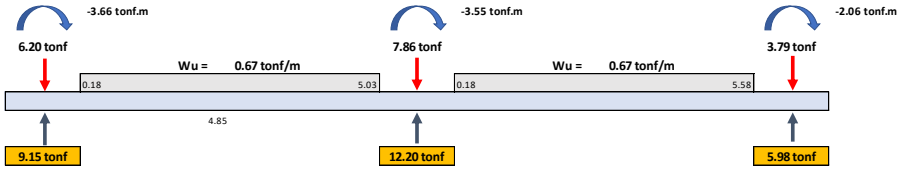
Zapata N3

MT=	0.14	Tnf-m
R2=	6.95	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

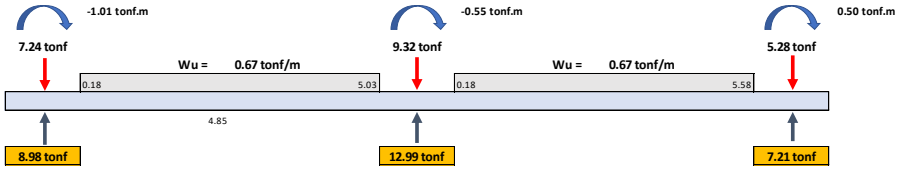
G1=	5.32	Tnf/m2
G2=	4.33	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



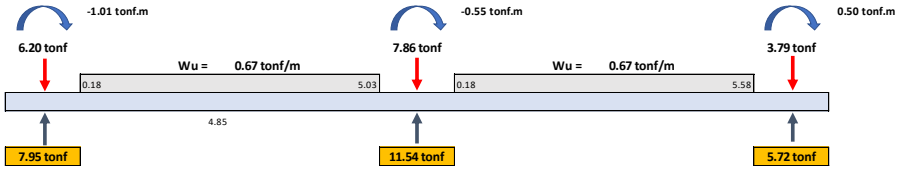
Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	1.26	Tnf-m	MT=	0.15	Tnf-m	MT=	0.14	Tnf-m
R2=	9.15	Tnf	R2=	12.20	Tnf	R2=	5.98	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	5.42	Tnf/m2	G1=	4.98	Tnf/m2	G1=	4.65	Tnf/m2
G2=	1.73	Tnf/m2	G2=	4.55	Tnf/m2	G2=	3.65	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	1.26	Tnf-m	MT=	0.15	Tnf-m	MT=	0.14	Tnf-m
R2=	8.98	Tnf	R2=	12.99	Tnf	R2=	7.21	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	5.35	Tnf/m2	G1=	5.29	Tnf/m2	G1=	5.50	Tnf/m2
G2=	1.67	Tnf/m2	G2=	4.86	Tnf/m2	G2=	4.51	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

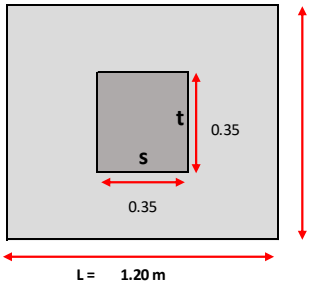


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	1.26	Tnf-m	MT=	0.15	Tnf-m	MT=	0.14	Tnf-m
R2=	7.95	Tnf	R2=	11.54	Tnf	R2=	5.72	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	4.95	Tnf/m2	G1=	4.72	Tnf/m2	G1=	4.47	Tnf/m2
G2=	1.26	Tnf/m2	G2=	4.29	Tnf/m2	G2=	3.48	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negat		
P ultima =	9.25	Tnf	P ultima =	9.82	Tnf	P ultima =	4.73	Tnf
Mu long =	-4.57	Tnf.m	Mu long =	-0.68	Tnf.m	Mu long =	0.63	Tnf.m
Mu trans =	1.57	Tnf.m	Mu trans =	0.19	Tnf.m	Mu trans =	0.18	Tnf.m
σud =	12.61	Tnf/m2	σud =	5.11	Tnf/m2	σud =	6.10	Tnf/m2
Longitudes Finales :			Longitudes Finales :			Longitudes Finales :		
L=	1.60	m	L=	1.60	m	L=	1.20	m
B=	1.60	m	B=	1.60	m	B=	1.20	m
Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación		
G1 =	-0.78	Tnf/m2	G1 =	3.11	Tnf/m2	G1 =	6.10	Tnf/m2
G2 =	12.61	Tnf/m2	G2 =	5.11	Tnf/m2	G2 =	1.72	Tnf/m2
G3 =	-5.39	Tnf/m2	G3 =	2.56	Tnf/m2	G3 =	4.86	Tnf/m2
G4 =	8.01	Tnf/m2	G4 =	4.57	Tnf/m2	G4 =	0.48	Tnf/m2

5. Diseño de Zapata Z1



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
σud =	9.53	Tnf/m2
P ultima =	6.88	Tnf
Mu long =	-1.10	Tnf.m
Mu trans =	-0.26	Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.43	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.20	m
I =	0.10	m4 * (hz^3)

0.05 ≤ hz

6.2. Otro caso:

$$Lv/2 \leq hz$$

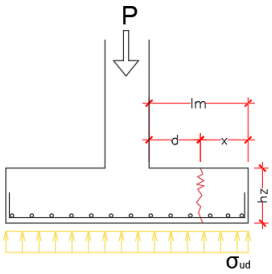
0.21 ≤ hz

USAR:

hz = 0.50 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

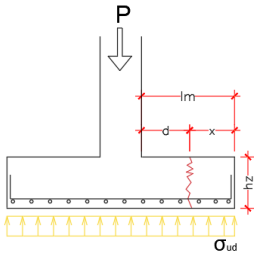
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.43 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	-0.02 m
σud =	9.53 Tnf/m2
Vu =	-0.21 Tnf
Ø Vc =	34.76 Tnf

Vu < ØVc

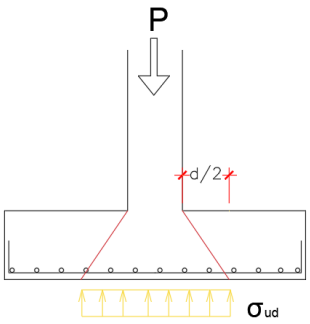
DIRECCION TRANSVERSAL



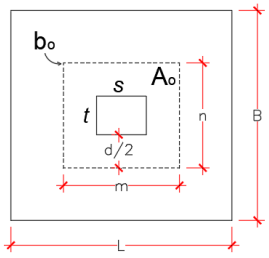
lm =	0.43 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	-0.01 m
σud =	9.53 Tnf/m2
Vu =	-0.07 Tnf
Ø Vc =	33.76 Tnf

Vu < ØVc

6.4.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



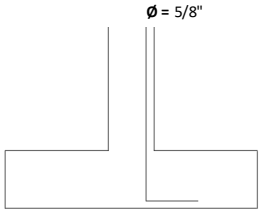
s =	0.35 m
t =	0.35 m
σud =	9.53 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.79 m
n =	0.79 m
bo =	3.17 m
Ao =	0.63 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	6.88 Tnf
Vup =	0.88 Tnf
ØVcp1 =	274.68 Tnf
ØVcp2 =	185.37 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

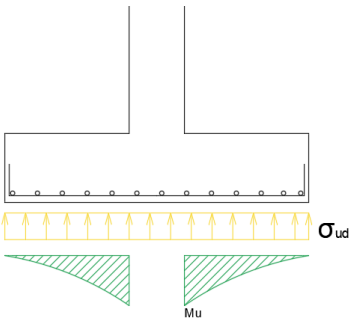


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

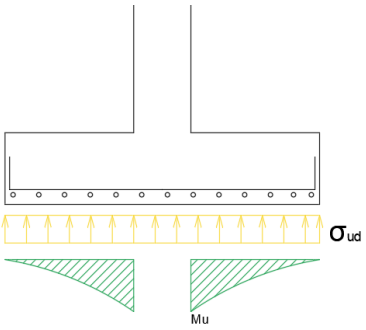
8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



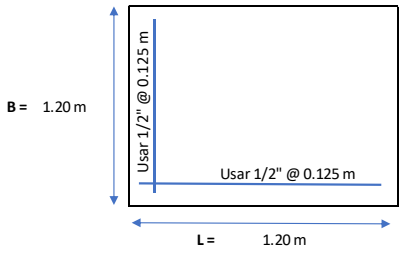
L =	1.20 m	Mu =	1.03 Tnf.m	a	As
B =	1.20 m	b =	1.20 m	8.87	0.68
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m	0.13	0.62
hz =	0.50 m			0.12	0.62
Lv =	0.43 m				
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	10.80 cm2		
fy =	4200 kgf/m2				
σud =	9.53 Tnf/m2	Ø =	1/2"		
		# barras =	9		
Wu =	11.43 Tnf/m			Usar :	
		s =	13.75 cm		
Mu =	1.03 Tnf.m	s =	12.50 cm	Usar 1/2" @ 0.125 m	

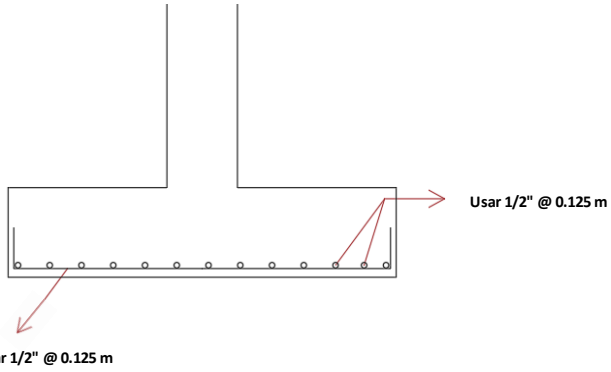
DIRECCION TRANSVERSAL



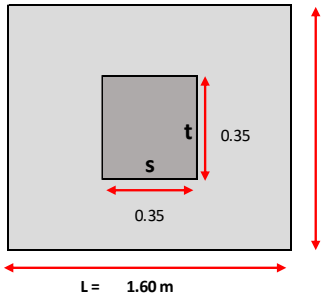
L =	1.20 m	Mu =	1.03 Tnf.m	a	As
B =	1.20 m	L =	1.20 m	8.62	0.70
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m	0.14	0.62
hz =	0.50 m			0.12	0.62
Lv =	0.43 m				
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	10.80 cm2		
fy =	4200 kgf/m2				
σud =	9.53 Tnf/m2	Ø =	1/2"		
		# barras =	9		
Wu =	11.43 Tnf/m			Usar :	
		s =	13.75 cm		
Mu =	1.03 Tnf.m	s =	12.50 cm	Usar 1/2" @ 0.125 m	

9. Distribucción del Refuerzo:





5. Diseño de Zapata Z2



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	6.03 Tnf/m2
P ultima =	13.50 Tnf
Mu long =	-0.37 Tnf.m
Mu trans =	-0.15 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.63	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.60	m
I =	0.13	m4 * (hz^3)

0.08 ≤ hz

6.2. Otro caso:

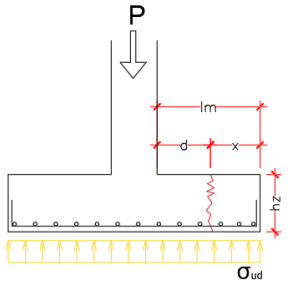
$$Lv/2 \leq hz$$

0.31 ≤ hz

USAR: **hz = 0.50 m**

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

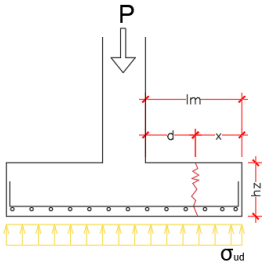
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.63 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	0.18 m
σud =	6.03 Tnf/m2
Vu =	1.75 Tnf
Ø Vc =	46.34 Tnf

Vu < ØVc

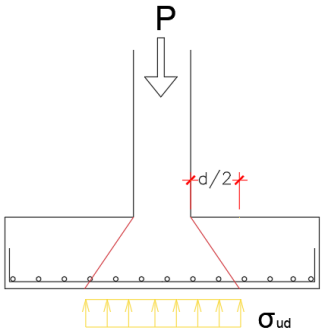
DIRECCION TRANSVERSAL



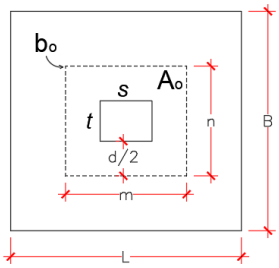
lm =	0.63 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	0.19 m
σud =	6.03 Tnf/m2
Vu =	1.87 Tnf
Ø Vc =	45.01 Tnf

Vu < ØVc

6.4.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



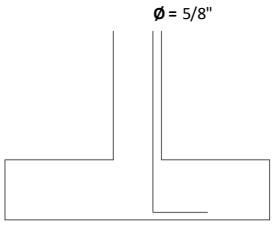
s =	0.35 m
t =	0.35 m
σud =	6.03 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.79 m
n =	0.79 m
bo =	3.17 m
Ao =	0.63 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	13.50 Tnf
Vup =	9.70 Tnf
ØVcp1 =	274.68 Tnf
ØVcp2 =	185.37 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

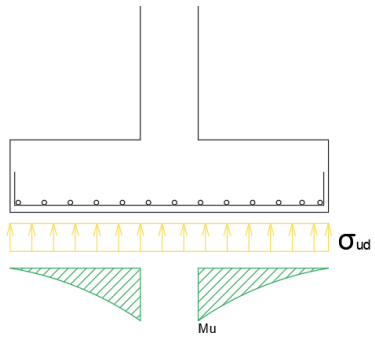


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



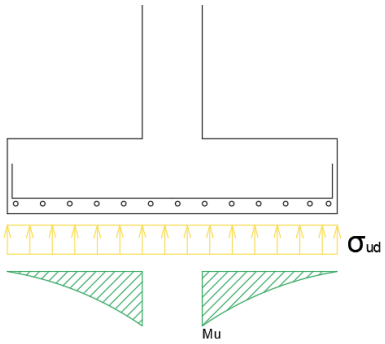
L =	1.60 m	Mu =	1.88 Tnf.m
B =	1.60 m	b =	1.60 m
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.63 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	14.40 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	6.03 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	11
Wu =	9.65 Tnf/m		
		s =	15.00 cm
Mu =	1.88 Tnf.m	s =	15.00 cm

a	As
8.87	1.25
0.18	1.13
0.17	1.13

Usar :

Usar 1/2" @ 0.15 m

DIRECCION TRANSVERSAL



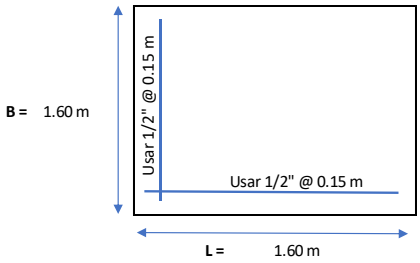
L =	1.60 m	Mu =	1.88 Tnf.m
B =	1.60 m	L =	1.60 m
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.63 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	14.40 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	6.03 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	11
Wu =	9.65 Tnf/m		
		s =	15.00 cm
Mu =	1.88 Tnf.m	s =	15.00 cm

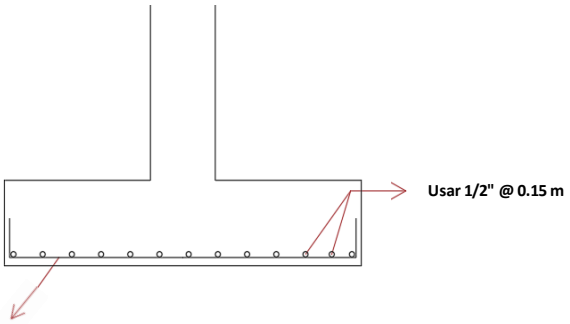
a	As
8.62	1.29
0.19	1.13
0.17	1.13

Usar :

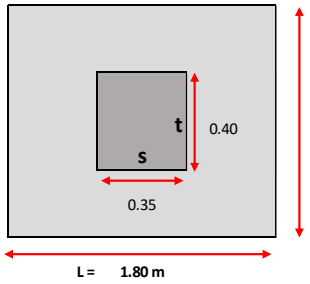
Usar 1/2" @ 0.15 m

9. Distribucción del Refuerzo:





5. Diseño de Zapata Z3



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	6.84 Tnf/m2
P ultima =	20.27 Tnf
Mu long =	-0.56 Tnf.m
Mu trans =	0.00 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.73	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.80	m
I =	0.15	m4 * (hz^3)

0.10 ≤ hz

6.2. Otro caso:

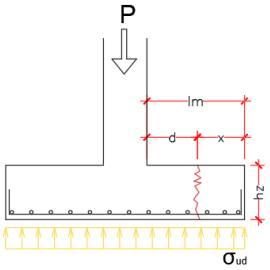
$$Lv/2 \leq hz$$

0.36 ≤ hz

USAR: **hz = 0.50 m**

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

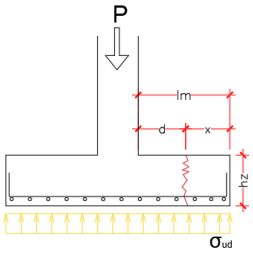
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.73 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	0.28 m
σud =	6.84 Tnf/m2
Vu =	3.46 Tnf
Ø Vc =	52.13 Tnf

Vu < ØVc

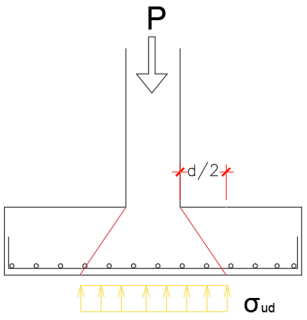
DIRECCION TRANSVERSAL



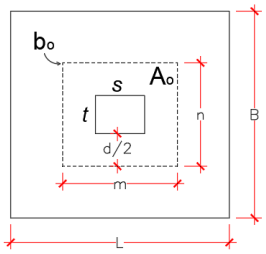
lm =	0.70 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	0.27 m
σud =	6.84 Tnf/m2
Vu =	3.31 Tnf
Ø Vc =	50.64 Tnf

Vu < ØVc

6.4. Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



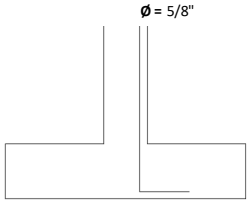
s =	0.35 m
t =	0.40 m
σud =	6.84 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.79 m
n =	0.84 m
bo =	3.27 m
Ao =	0.67 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	20.27 Tnf
Vup =	15.69 Tnf
ØVcp1 =	310.65 Tnf
ØVcp2 =	191.21 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

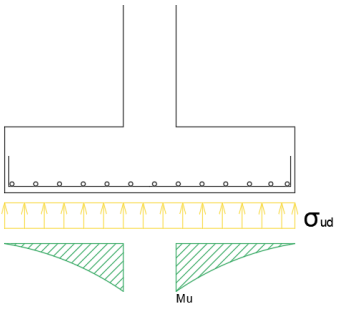


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



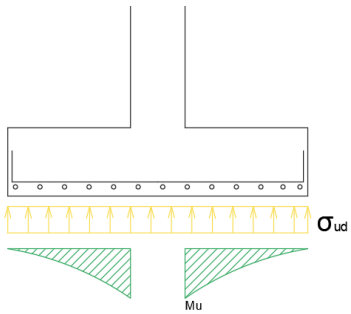
L =	1.80 m	Mu =	3.24 Tnf.m
B =	1.80 m	b =	1.80 m
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.73 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	16.20 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	6.84 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	13
Wu =	12.31 Tnf/m		
		s =	14.17 cm
Mu =	3.24 Tnf.m	s =	12.50 cm

a	As
8.87	2.14
0.28	1.94
0.25	1.93

Usar :

Usar 1/2" @ 0.125 m

DIRECCION TRANSVERSAL



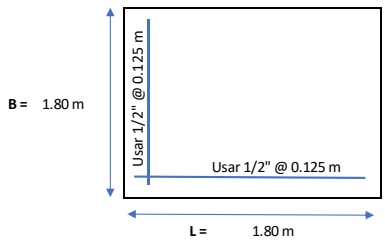
L =	1.80 m	Mu =	3.02 Tnf.m
B =	1.80 m	L =	1.80 m
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.70 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	16.20 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	6.84 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	13
Wu =	12.31 Tnf/m		
		s =	14.17 cm
Mu =	3.02 Tnf.m	s =	12.50 cm

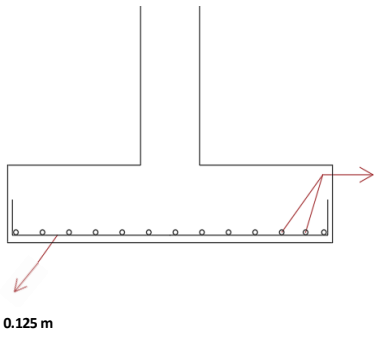
a	As
8.62	2.06
0.27	1.94
0.25	1.93

Usar :

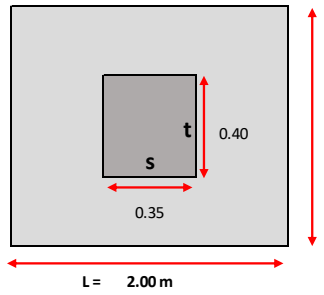
Usar 1/2" @ 0.125 m

9. Distribucción del Refuerzo:





5. Diseño de Zapata Z4



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	6.41 Tnf/m2
P ultima =	23.34 Tnf
Mu long =	-0.69 Tnf.m
Mu trans =	-0.09 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.83	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	2.00	m
I =	0.17	m4 * (hz^3)

0.12 ≤ hz

6.2. Otro caso:

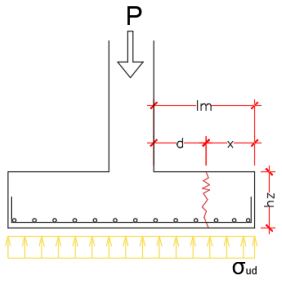
$$Lv/2 \leq hz$$

0.41 ≤ hz

USAR: **hz =** 0.50 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

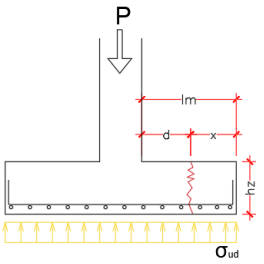
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.83 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	0.38 m
σud =	6.41 Tnf/m2
Vu =	4.89 Tnf
Ø Vc =	57.93 Tnf

Vu < ØVc

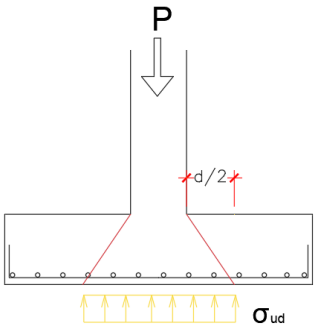
DIRECCION TRANSVERSAL



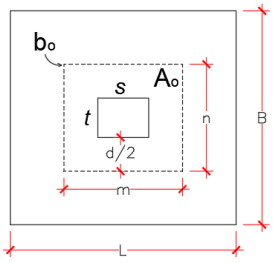
lm =	0.80 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	0.37 m
σud =	6.41 Tnf/m2
Vu =	4.73 Tnf
Ø Vc =	56.27 Tnf

Vu < ØVc

6.4.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



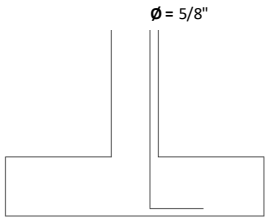
s =	0.35 m
t =	0.40 m
σud =	6.41 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.79 m
n =	0.84 m
bo =	3.27 m
Ao =	0.67 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	23.34 Tnf
Vup =	19.04 Tnf
ØVcp1 =	310.65 Tnf
ØVcp2 =	191.21 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

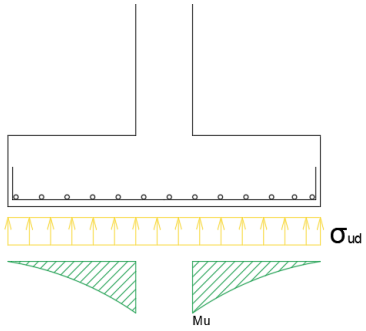


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



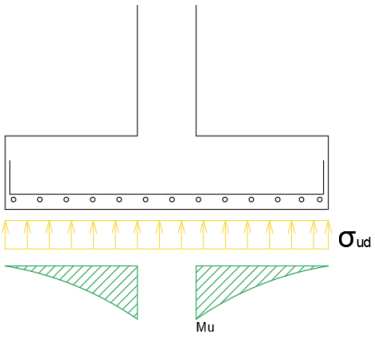
L =	2.00 m	Mu =	4.37 Tnf.m
B =	2.00 m	b =	2.00 m
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.83 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	18.00 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	6.41 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	14
Wu =	12.83 Tnf/m		
		s =	14.62 cm
Mu =	4.37 Tnf.m	s =	12.50 cm

a	As
8.87	2.89
0.34	2.61
0.31	2.61

Usar :

Usar 1/2" @ 0.125 m

DIRECCION TRANSVERSAL



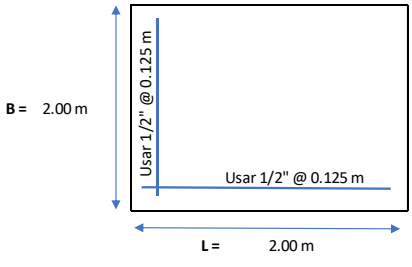
L =	2.00 m	Mu =	4.11 Tnf.m
B =	2.00 m	L =	2.00 m
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.80 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	18.00 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	6.41 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	14
Wu =	12.83 Tnf/m		
		s =	14.62 cm
Mu =	4.11 Tnf.m	s =	12.50 cm

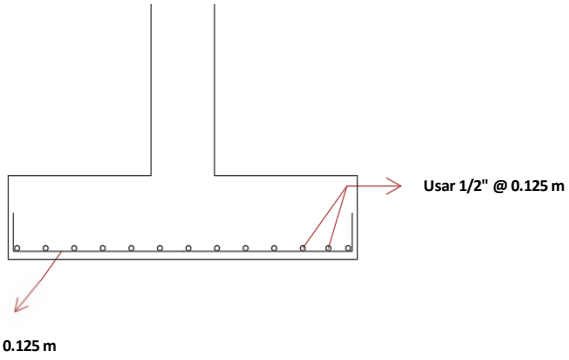
a	As
8.62	2.80
0.33	2.61
0.31	2.61

Usar :

Usar 1/2" @ 0.125 m

9. Distribucción del Refuerzo:



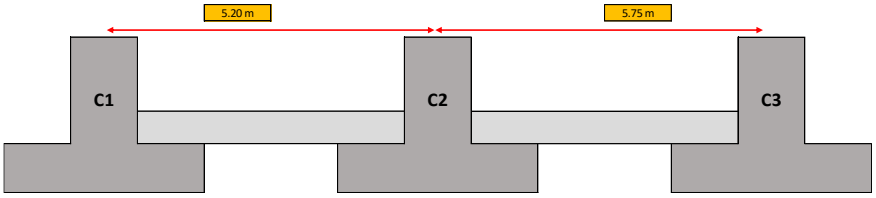


Fuente: Elaboración propia.

4.6.6 Diseño de cimentación Bloque G

Tabla 98: Diseño de Cimentación del Bloque G

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE G EJE A



			C1		C2		C3
b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m
h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m
PD=	3.77	Tnf	PD=	7.32	Tnf	PD=	4.07	Tnf
PL=	0.36	Tnf	PL=	0.97	Tnf	PL=	0.41	Tnf
Dirección Longitudinal			**Dirección Longitudinal**			**Dirección Longitudinal**		
MD=	-0.65	Tnf-m	MD=	-0.21	Tnf-m	MD=	0.72	Tnf-m
ML=	-0.11	Tnf-m	ML=	-0.04	Tnf-m	ML=	0.12	Tnf-m
MS=	2.15	Tnf-m	MS=	2.51	Tnf-m	MS=	2.11	Tnf-m
PS=	-0.54	Tnf	PS=	0.07	Tnf	PS=	0.47	Tnf
Dirección Transversal			**Dirección Transversal**			**Dirección Transversal**		
MD=	-0.07	Tnf-m	MD=	-0.06	Tnf-m	MD=	-0.07	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.84	Tnf	PS=	-0.82	Tnf	PS=	-0.83	Tnf

3. Dimensionamiento:

Area Tentativa	0.80 m	Area Tentativa	1.20 m	Area Tentativa	0.90 m
0.80 m		1.20 m		0.90 m	

Dimensionamiento Z1

L=	1.20	m
B=	1.20	m

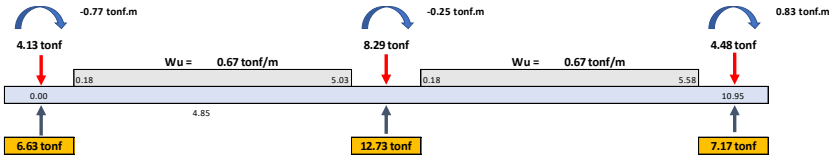
Dimensionamiento Z2

L=	1.60	m
B=	1.60	m

Dimensionamiento Z3

L=	1.20	m
B=	1.20	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	-0.07	Tnf-m
R2=	6.63	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.36	Tnf/m2
G2=	4.85	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.06	Tnf-m
R2=	12.73	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.88	Tnf/m2
G2=	5.06	Tnf/m2

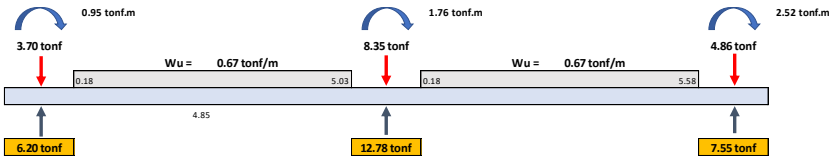
Zapata N3

MT=	-0.08	Tnf-m
R2=	7.17	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.72	Tnf/m2
G2=	5.24	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	-0.07	Tnf-m
R2=	6.20	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.06	Tnf/m2
G2=	4.55	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	-0.06	Tnf-m
R2=	12.78	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.90	Tnf/m2
G2=	5.08	Tnf/m2

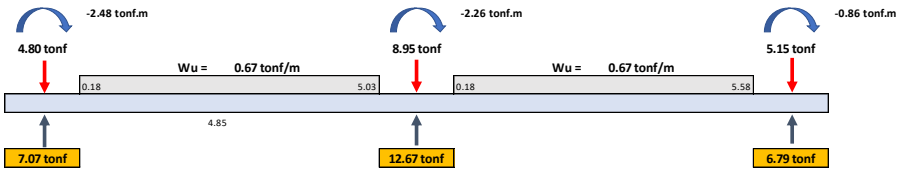
Zapata N3

MT=	-0.08	Tnf-m
R2=	7.55	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.98	Tnf/m2
G2=	5.50	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:

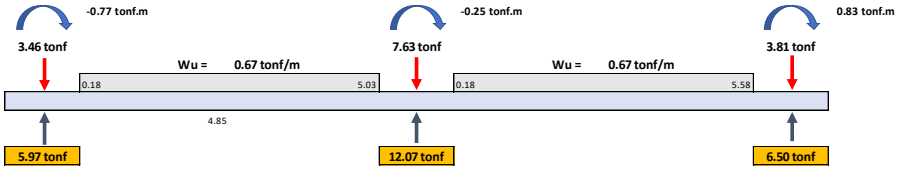


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.07	Tnf-m	MT=	-0.06	Tnf-m	MT=	-0.08	Tnf-m
R2=	7.07	Tnf	R2=	12.67	Tnf	R2=	6.79	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.67	Tnf/m2	G1=	4.86	Tnf/m2	G1=	4.45	Tnf/m2
G2=	5.15	Tnf/m2	G2=	5.04	Tnf/m2	G2=	4.98	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:

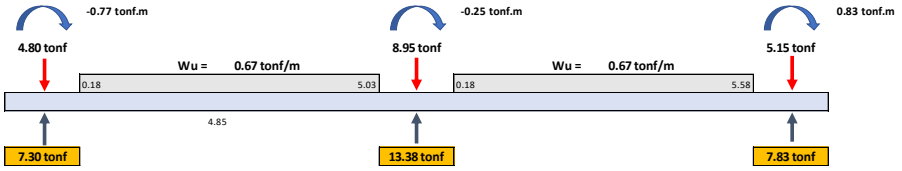


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.07	Tnf-m	MT=	-0.06	Tnf-m	MT=	-0.08	Tnf-m
R2=	5.97	Tnf	R2=	12.07	Tnf	R2=	6.50	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	3.90	Tnf/m2	G1=	4.63	Tnf/m2	G1=	4.25	Tnf/m2
G2=	4.39	Tnf/m2	G2=	4.80	Tnf/m2	G2=	4.78	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.07	Tnf-m	MT=	-0.06	Tnf-m	MT=	-0.08	Tnf-m
R2=	7.30	Tnf	R2=	13.38	Tnf	R2=	7.83	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.83	Tnf/m2	G1=	5.14	Tnf/m2	G1=	5.18	Tnf/m2
G2=	5.31	Tnf/m2	G2=	5.32	Tnf/m2	G2=	5.70	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima =	6.00	Tnf
Mu long =	-0.96	Tnf.m
Mu trans =	-0.09	Tnf.m
σud =	7.79	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.20	m
B=	1.20	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	0.54	Tnf/m2
G2 =	7.19	Tnf/m2
G3 =	1.15	Tnf/m2
G4 =	7.79	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima =	11.18	Tnf
Mu long =	-0.31	Tnf.m
Mu trans =	-0.08	Tnf.m
σud =	4.93	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.60	m
B=	1.60	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	3.80	Tnf/m2
G2 =	4.71	Tnf/m2
G3 =	4.02	Tnf/m2
G4 =	4.93	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal negat

P ultima =	6.43	Tnf
Mu long =	1.04	Tnf.m
Mu trans =	-0.09	Tnf.m
σud =	8.41	Tnf/m2

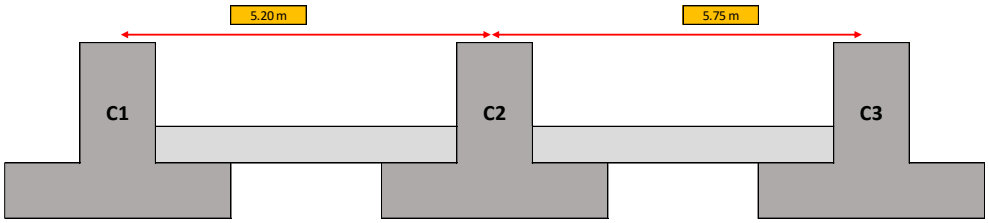
Longitudes Finales :

L=	1.20	m
B=	1.20	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

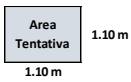
G1 =	7.75	Tnf/m2
G2 =	0.53	Tnf/m2
G3 =	8.41	Tnf/m2
G4 =	1.18	Tnf/m2

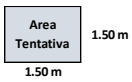
DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE G EJE B

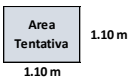


C1			C2			C3		
b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m
h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m
PD=	6.08	Tnf	PD=	12.10	Tnf	PD=	6.62	Tnf
PL=	0.83	Tnf	PL=	2.21	Tnf	PL=	0.95	Tnf
Dirección Longitudinal			Dirección Longitudinal			Dirección Longitudinal		
MD=	-1.04	Tnf-m	MD=	-0.29	Tnf-m	MD=	1.25	Tnf-m
ML=	-0.22	Tnf-m	ML=	-0.06	Tnf-m	ML=	0.27	Tnf-m
MS=	2.23	Tnf-m	MS=	2.60	Tnf-m	MS=	2.19	Tnf-m
PS=	-0.49	Tnf	PS=	0.08	Tnf	PS=	0.42	Tnf
Dirección Transversal			Dirección Transversal			Dirección Transversal		
MD=	-0.04	Tnf-m	MD=	-0.03	Tnf-m	MD=	-0.04	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.35	Tnf	PS=	0.42	Tnf	PS=	0.46	Tnf

3. Dimensionamiento:

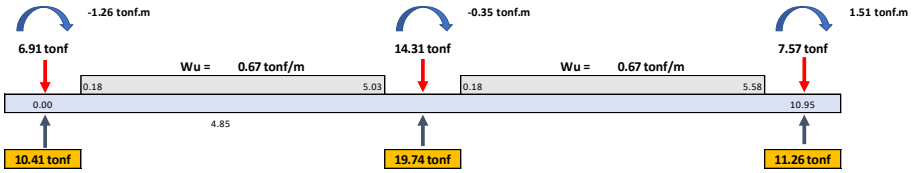






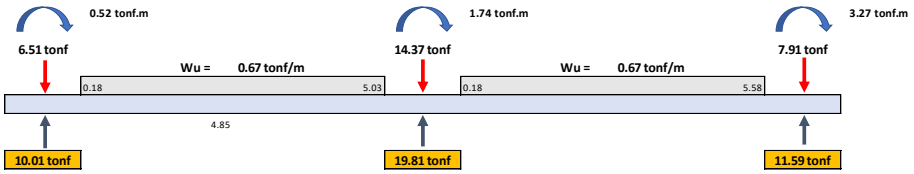
Dimensionamiento Z1			Dimensionamiento Z2			Dimensionamiento Z3		
L=	1.40	m	L=	1.80	m	L=	1.40	m
B=	1.40	m	B=	1.80	m	B=	1.40	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



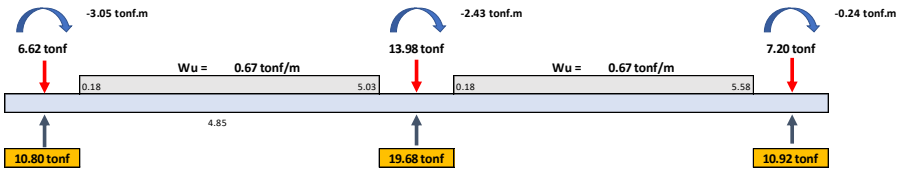
Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.04	Tnf-m	MT=	-0.04	Tnf-m	MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	10.41	Tnf	R2=	19.74	Tnf	R2=	11.26	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	5.23	Tnf/m2	G1=	6.06	Tnf/m2	G1=	5.65	Tnf/m2
G2=	5.39	Tnf/m2	G2=	6.13	Tnf/m2	G2=	5.84	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.04	Tnf-m	MT=	-0.04	Tnf-m	MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	10.01	Tnf	R2=	19.81	Tnf	R2=	11.59	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	5.03	Tnf/m2	G1=	6.07	Tnf/m2	G1=	5.82	Tnf/m2
G2=	5.19	Tnf/m2	G2=	6.15	Tnf/m2	G2=	6.01	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:

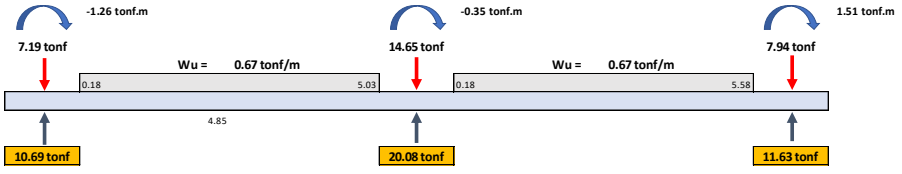


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.04	Tnf-m	MT=	-0.04	Tnf-m	MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	10.80	Tnf	R2=	19.68	Tnf	R2=	10.92	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.43	Tnf/m2	G1=	6.04	Tnf/m2	G1=	5.48	Tnf/m2
G2=	5.59	Tnf/m2	G2=	6.11	Tnf/m2	G2=	5.67	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:

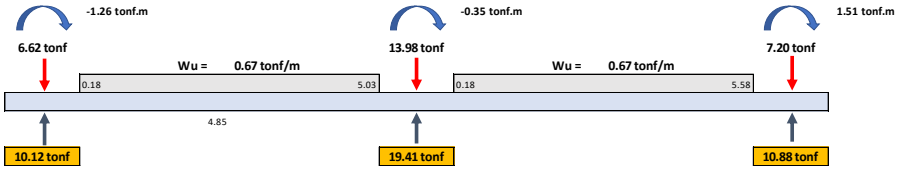


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.04	Tnf-m	MT=	-0.04	Tnf-m	MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	10.69	Tnf	R2=	20.08	Tnf	R2=	11.63	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.37	Tnf/m2	G1=	6.16	Tnf/m2	G1=	5.84	Tnf/m2
G2=	5.54	Tnf/m2	G2=	6.23	Tnf/m2	G2=	6.03	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.04	Tnf-m	MT=	-0.04	Tnf-m	MT=	-0.04	Tnf-m
R2=	10.12	Tnf	R2=	19.41	Tnf	R2=	10.88	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.08	Tnf/m2	G1=	5.95	Tnf/m2	G1=	5.46	Tnf/m2
G2=	5.25	Tnf/m2	G2=	6.03	Tnf/m2	G2=	5.65	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

P ultima =	8.28	Tnf
Mu long =	-1.58	Tnf.m
Mu trans =	-0.05	Tnf.m
σud =	7.78	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.40	m
B=	1.40	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	0.67	Tnf/m2
G2 =	7.57	Tnf/m2
G3 =	0.87	Tnf/m2
G4 =	7.78	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:

P ultima =	18.31	Tnf
Mu long =	-0.44	Tnf.m
Mu trans =	-0.05	Tnf.m
σud =	6.15	Tnf/m2

Longitudes Finales :

L=	1.80	m
B=	1.80	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	5.15	Tnf/m2
G2 =	6.05	Tnf/m2
G3 =	5.25	Tnf/m2
G4 =	6.15	Tnf/m2

Cargas de gravedad + sismo transversal positi

P ultima =	9.93	Tnf
Mu long =	1.89	Tnf.m
Mu trans =	-0.05	Tnf.m
σud =	9.32	Tnf/m2

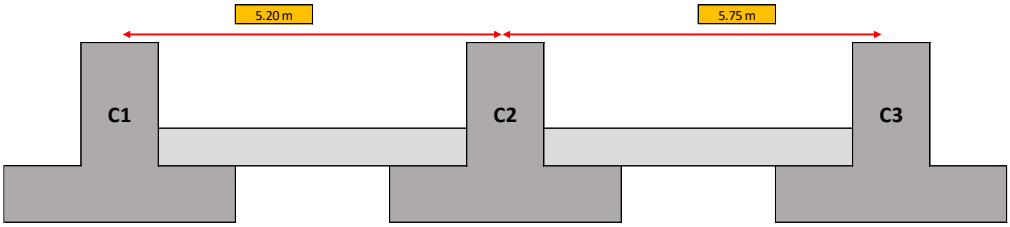
Longitudes Finales :

L=	1.40	m
B=	1.40	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	9.08	Tnf/m2
G2 =	0.81	Tnf/m2
G3 =	9.32	Tnf/m2
G4 =	1.05	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE G EJE C



b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	6.54	Tnf
PL=	0.92	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-1.14	Tnf-m
ML=	-0.25	Tnf-m
MS=	2.34	Tnf-m
PS=	-0.54	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.01	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.06	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	13.16	Tnf
PL=	2.46	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-0.31	Tnf-m
ML=	-0.07	Tnf-m
MS=	2.73	Tnf-m
PS=	0.08	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.01	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.05	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	7.14	Tnf
PL=	1.05	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	1.38	Tnf-m
ML=	0.30	Tnf-m
MS=	2.30	Tnf-m
PS=	0.46	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.01	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.04	Tnf

3. Dimensionamiento:

Area Tentativa — 1.10 m × 1.10 m

Dimensionamiento Z1

L=	1.40	m
B=	1.40	m

Area Tentativa — 1.60 m × 1.60 m

Dimensionamiento Z2

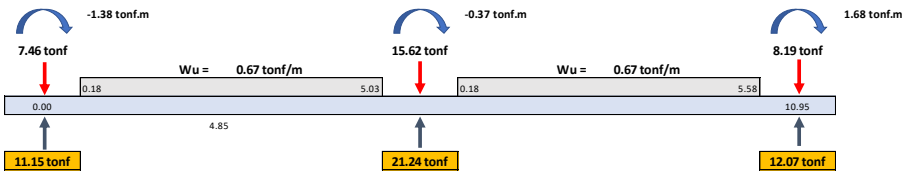
L=	2.00	m
B=	2.00	m

Area Tentativa — 1.10 m × 1.10 m

Dimensionamiento Z3

L=	1.40	m
B=	1.40	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	0.01	Tnf-m
R2=	11.15	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.71	Tnf/m2
G2=	5.66	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.01	Tnf-m
R2=	21.24	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.32	Tnf/m2
G2=	5.30	Tnf/m2

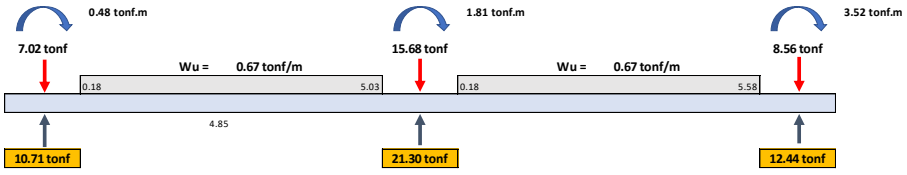
Zapata N3

MT=	0.01	Tnf-m
R2=	12.07	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	6.17	Tnf/m2
G2=	6.14	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	0.01	Tnf-m
R2=	10.71	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.49	Tnf/m2
G2=	5.44	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.01	Tnf-m
R2=	21.30	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.33	Tnf/m2
G2=	5.32	Tnf/m2

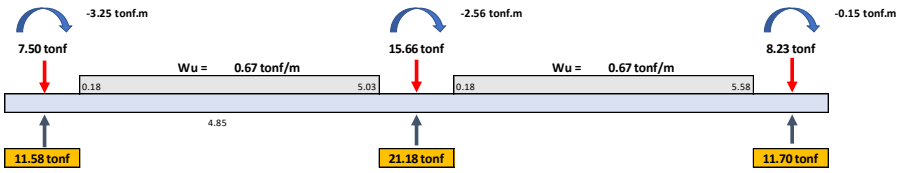
Zapata N3

MT=	0.01	Tnf-m
R2=	12.44	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	6.20	Tnf/m2
G2=	6.10	Tnf/m2

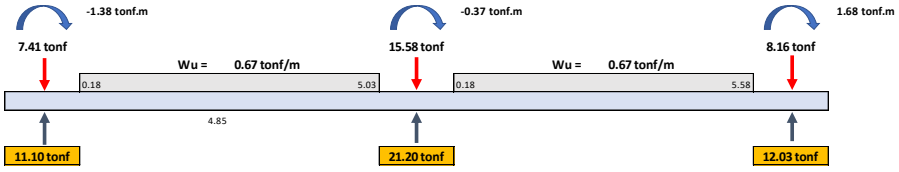
3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.01	Tnf-m	MT=	0.01	Tnf-m	MT=	0.01	Tnf-m
R2=	11.58	Tnf	R2=	21.18	Tnf	R2=	11.70	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	5.94	Tnf/m2	G1=	5.30	Tnf/m2	G1=	5.98	Tnf/m2
G2=	5.88	Tnf/m2	G2=	5.29	Tnf/m2	G2=	5.95	Tnf/m2

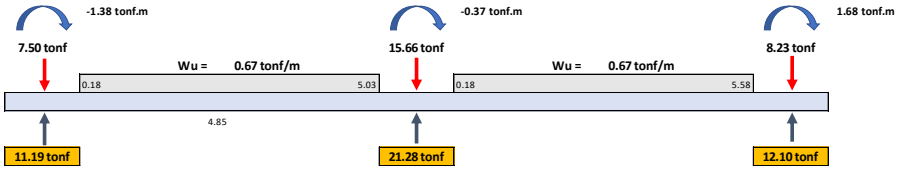
3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.01	Tnf-m	MT=	0.01	Tnf-m	MT=	0.01	Tnf-m
R2=	11.10	Tnf	R2=	21.20	Tnf	R2=	12.03	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	5.69	Tnf/m2	G1=	5.31	Tnf/m2	G1=	6.15	Tnf/m2
G2=	5.64	Tnf/m2	G2=	5.29	Tnf/m2	G2=	6.12	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.01	Tnf-m	MT=	0.01	Tnf-m	MT=	0.01	Tnf-m
R2=	11.19	Tnf	R2=	21.28	Tnf	R2=	12.10	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	5.74	Tnf/m2	G1=	5.33	Tnf/m2	G1=	6.19	Tnf/m2
G2=	5.68	Tnf/m2	G2=	5.31	Tnf/m2	G2=	6.16	Tnf/m2

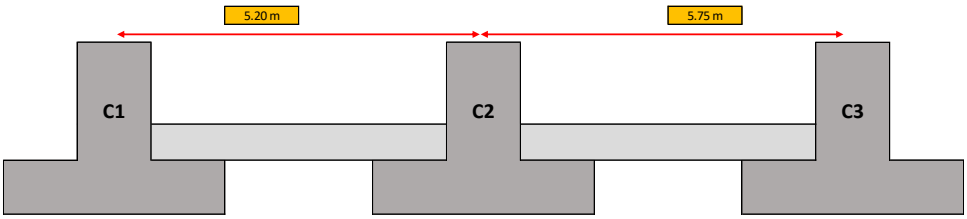
4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negat		
P ultima =	9.86	Tnf	P ultima =	19.57	Tnf	P ultima =	10.28	Tnf
Mu long =	-4.07	Tnf.m	Mu long =	-0.47	Tnf.m	Mu long =	2.11	Tnf.m
Mu trans =	0.02	Tnf.m	Mu trans =	0.01	Tnf.m	Mu trans =	0.01	Tnf.m
σud =	13.96	Tnf/m2	σud =	5.25	Tnf/m2	σud =	9.87	Tnf/m2

Longitudes Finales :			Longitudes Finales :			Longitudes Finales :		
L=	1.40	m	L=	2.00	m	L=	1.40	m
B=	1.40	m	B=	2.00	m	B=	1.40	m

Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación		
G1 =	-3.82	Tnf/m2	G1 =	4.55	Tnf/m2	G1 =	9.87	Tnf/m2
G2 =	13.96	Tnf/m2	G2 =	5.25	Tnf/m2	G2 =	0.66	Tnf/m2
G3 =	-3.89	Tnf/m2	G3 =	4.54	Tnf/m2	G3 =	9.83	Tnf/m2
G4 =	13.89	Tnf/m2	G4 =	5.23	Tnf/m2	G4 =	0.62	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE G EJE D



b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	11.43	Tnf
PL=	2.06	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-0.28	Tnf-m
ML=	-0.06	Tnf-m
MS=	2.85	Tnf-m
PS=	0.08	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.03	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.29	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	6.24	Tnf
PL=	0.88	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	1.19	Tnf-m
ML=	0.25	Tnf-m
MS=	2.40	Tnf-m
PS=	0.50	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.04	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.32	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	5.72	Tnf
PL=	0.77	Tnf

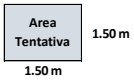
Dirección Longitudinal

MD=	-0.99	Tnf-m
ML=	-0.21	Tnf-m
MS=	2.44	Tnf-m
PS=	-0.58	Tnf

Dirección Transversal

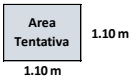
MD=	0.05	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.26	Tnf

3. Dimensionamiento:



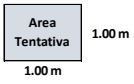
Dimensionamiento Z1

L=	1.40	m
B=	1.40	m



Dimensionamiento Z2

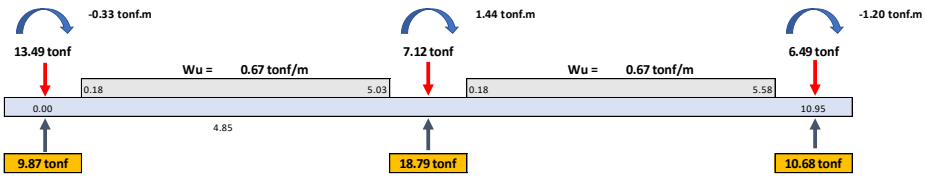
L=	1.80	m
B=	1.80	m



Dimensionamiento Z3

L=	1.40	m
B=	1.40	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	0.03	Tnf-m
R2=	9.87	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.11	Tnf/m2
G2=	4.96	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	18.79	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.84	Tnf/m2
G2=	5.76	Tnf/m2

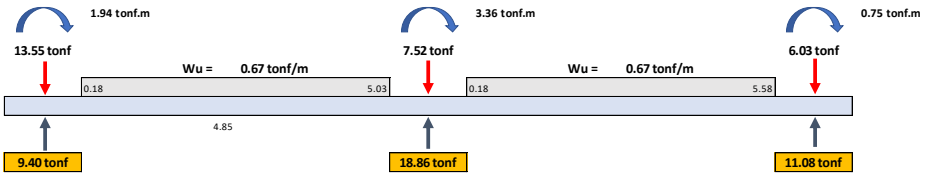
Zapata N3

MT=	0.05	Tnf-m
R2=	10.68	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.55	Tnf/m2
G2=	5.34	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	0.03	Tnf-m
R2=	9.40	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.87	Tnf/m2
G2=	4.72	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.04	Tnf-m
R2=	18.86	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.87	Tnf/m2
G2=	5.78	Tnf/m2

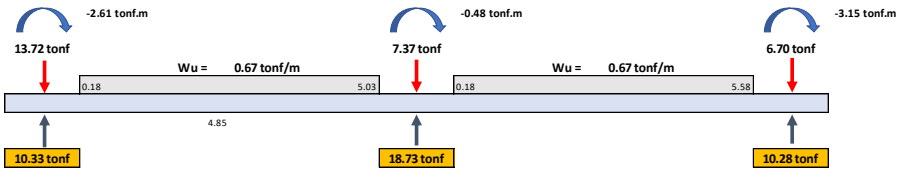
Zapata N3

MT=	0.05	Tnf-m
R2=	11.08	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

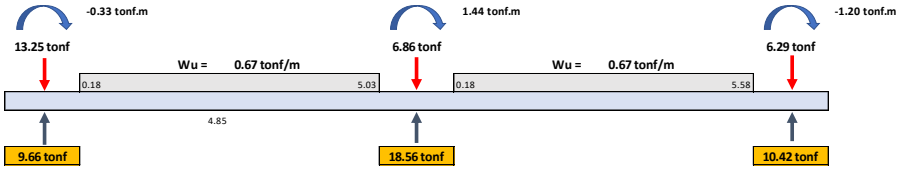
G1=	5.75	Tnf/m2
G2=	5.55	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



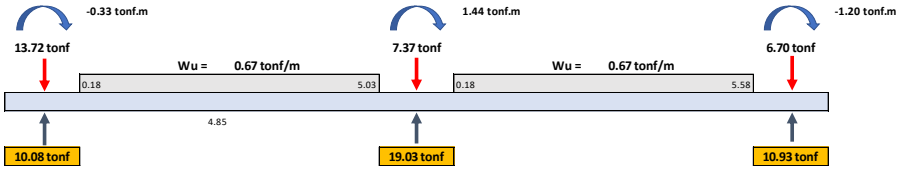
Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.03	Tnf-m	MT=	0.04	Tnf-m	MT=	0.05	Tnf-m
R2=	10.33	Tnf	R2=	18.73	Tnf	R2=	10.28	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	5.35	Tnf/m2	G1=	5.82	Tnf/m2	G1=	5.35	Tnf/m2
G2=	5.20	Tnf/m2	G2=	5.74	Tnf/m2	G2=	5.14	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.03	Tnf-m	MT=	0.04	Tnf-m	MT=	0.05	Tnf-m
R2=	9.66	Tnf	R2=	18.56	Tnf	R2=	10.42	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	5.00	Tnf/m2	G1=	5.77	Tnf/m2	G1=	5.42	Tnf/m2
G2=	4.85	Tnf/m2	G2=	5.68	Tnf/m2	G2=	5.21	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

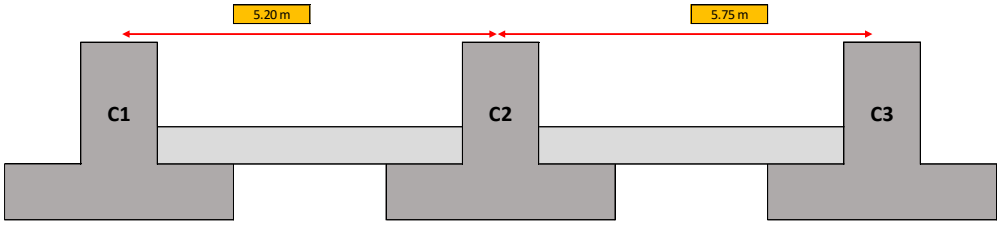


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.03	Tnf-m	MT=	0.04	Tnf-m	MT=	0.05	Tnf-m
R2=	10.08	Tnf	R2=	19.03	Tnf	R2=	10.93	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	5.22	Tnf/m2	G1=	5.92	Tnf/m2	G1=	5.68	Tnf/m2
G2=	5.06	Tnf/m2	G2=	5.83	Tnf/m2	G2=	5.48	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

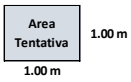
Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negat		
P ultima =	16.78	Tnf	P ultima =	9.22	Tnf	P ultima =	8.38	Tnf
Mu long =	-3.26	Tnf.m	Mu long =	1.80	Tnf.m	Mu long =	-1.50	Tnf.m
Mu trans =	0.04	Tnf.m	Mu trans =	0.05	Tnf.m	Mu trans =	0.06	Tnf.m
σud =	15.79	Tnf/m2	σud =	4.75	Tnf/m2	σud =	7.69	Tnf/m2
Longitudes Finales :			Longitudes Finales :			Longitudes Finales :		
L=	1.40	m	L=	1.80	m	L=	1.40	m
B=	1.40	m	B=	1.80	m	B=	1.40	m
Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación		
G1 =	1.52	Tnf/m2	G1 =	4.75	Tnf/m2	G1 =	1.12	Tnf/m2
G2 =	15.79	Tnf/m2	G2 =	1.05	Tnf/m2	G2 =	7.69	Tnf/m2
G3 =	1.33	Tnf/m2	G3 =	4.64	Tnf/m2	G3 =	0.86	Tnf/m2
G4 =	15.60	Tnf/m2	G4 =	0.94	Tnf/m2	G4 =	7.43	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE G EJE E



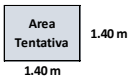
C1			C2			C3		
b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m
h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m
PD=	5.12	Tnf	PD=	10.07	Tnf	PD=	5.56	Tnf
PL=	0.65	Tnf	PL=	1.74	Tnf	PL=	0.75	Tnf
Dirección Longitudinal			**Dirección Longitudinal**			**Dirección Longitudinal**		
MD=	-0.87	Tnf-m	MD=	-0.25	Tnf-m	MD=	1.02	Tnf-m
ML=	-0.18	Tnf-m	ML=	-0.05	Tnf-m	ML=	0.21	Tnf-m
MS=	2.51	Tnf-m	MS=	2.93	Tnf-m	MS=	2.47	Tnf-m
PS=	-0.59	Tnf	PS=	0.09	Tnf	PS=	0.50	Tnf
Dirección Transversal			**Dirección Transversal**			**Dirección Transversal**		
MD=	-0.01	Tnf-m	MD=	0.00	Tnf-m	MD=	-0.01	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.10	Tnf	PS=	-0.14	Tnf	PS=	-0.17	Tnf

3. Dimensionamiento:



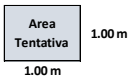
Dimensionamiento Z1

L=	1.40	m
B=	1.40	m



Dimensionamiento Z2

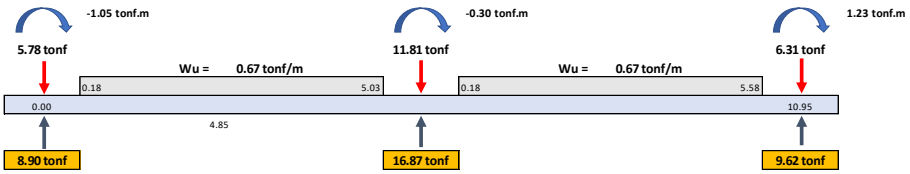
L=	1.80	m
B=	1.80	m



Dimensionamiento Z3

L=	1.40	m
B=	1.40	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	-0.01	Tnf-m
R2=	8.90	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.52	Tnf/m2
G2=	4.56	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.00	Tnf-m
R2=	16.87	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.21	Tnf/m2
G2=	5.21	Tnf/m2

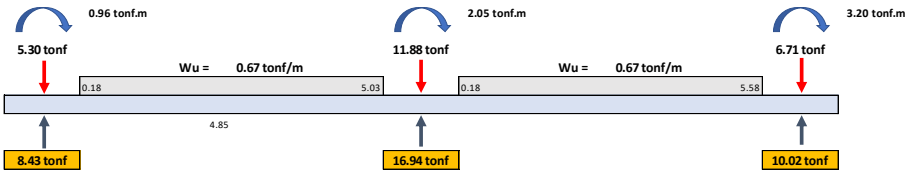
Zapata N3

MT=	-0.01	Tnf-m
R2=	9.62	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.88	Tnf/m2
G2=	4.94	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	-0.01	Tnf-m
R2=	8.43	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.28	Tnf/m2
G2=	4.32	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.00	Tnf-m
R2=	16.94	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.23	Tnf/m2
G2=	5.23	Tnf/m2

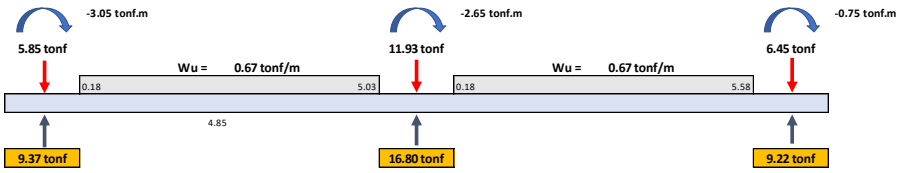
Zapata N3

MT=	-0.01	Tnf-m
R2=	10.02	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.09	Tnf/m2
G2=	5.14	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:

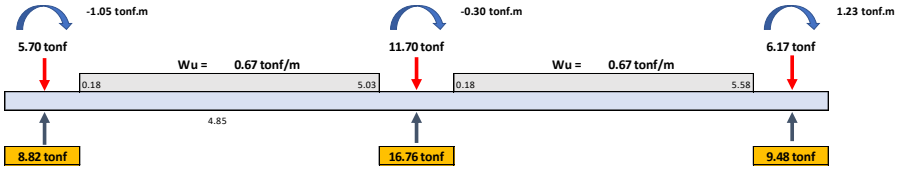


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.01	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m	MT=	-0.01	Tnf-m
R2=	9.37	Tnf	R2=	16.80	Tnf	R2=	9.22	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.77	Tnf/m2	G1=	5.19	Tnf/m2	G1=	4.68	Tnf/m2
G2=	4.80	Tnf/m2	G2=	5.18	Tnf/m2	G2=	4.73	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:

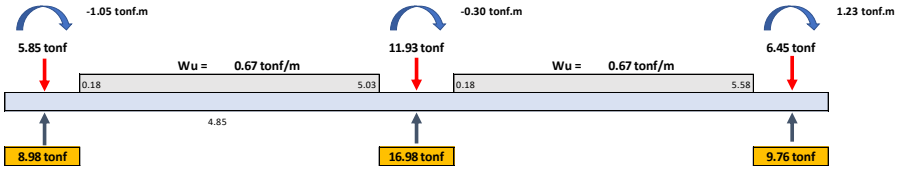


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.01	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m	MT=	-0.01	Tnf-m
R2=	8.82	Tnf	R2=	16.76	Tnf	R2=	9.48	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.48	Tnf/m2	G1=	5.17	Tnf/m2	G1=	4.81	Tnf/m2
G2=	4.52	Tnf/m2	G2=	5.17	Tnf/m2	G2=	4.87	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	-0.01	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m	MT=	-0.01	Tnf-m
R2=	8.98	Tnf	R2=	16.98	Tnf	R2=	9.76	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.56	Tnf/m2	G1=	5.24	Tnf/m2	G1=	4.95	Tnf/m2
G2=	4.60	Tnf/m2	G2=	5.24	Tnf/m2	G2=	5.01	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negat		
P ultima =	7.32	Tnf	P ultima =	14.91	Tnf	P ultima =	8.06	Tnf
Mu long =	-1.31	Tnf.m	Mu long =	-0.38	Tnf.m	Mu long =	1.53	Tnf.m
Mu trans =	-0.01	Tnf.m	Mu trans =	0.00	Tnf.m	Mu trans =	-0.02	Tnf.m
σud =	6.61	Tnf/m2	σud =	4.99	Tnf/m2	σud =	7.50	Tnf/m2

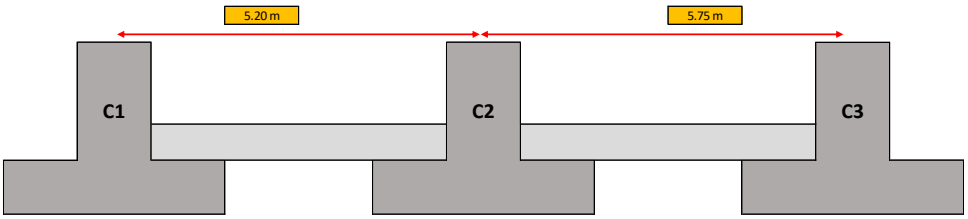
Longitudes Finales :

L=	1.40	m	L=	1.80	m	L=	1.40	m
B=	1.40	m	B=	1.80	m	B=	1.40	m

Esfuerzos en el suelo de fundación

G1 =	0.85	Tnf/m2	G1 =	4.22	Tnf/m2	G1 =	7.43	Tnf/m2
G2 =	6.57	Tnf/m2	G2 =	4.99	Tnf/m2	G2 =	0.73	Tnf/m2
G3 =	0.90	Tnf/m2	G3 =	4.21	Tnf/m2	G3 =	7.50	Tnf/m2
G4 =	6.61	Tnf/m2	G4 =	4.98	Tnf/m2	G4 =	0.79	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE G EJE F



b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	3.66	Tnf
PL=	0.33	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-0.62	Tnf-m
ML=	-0.10	Tnf-m
MS=	2.59	Tnf-m
PS=	-0.55	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.07	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.90	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	7.03	Tnf
PL=	0.90	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-0.20	Tnf-m
ML=	-0.04	Tnf-m
MS=	3.02	Tnf-m
PS=	0.09	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.05	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.89	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	3.95	Tnf
PL=	0.38	Tnf

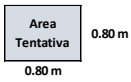
Dirección Longitudinal

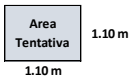
MD=	0.68	Tnf-m
ML=	0.11	Tnf-m
MS=	2.54	Tnf-m
PS=	0.46	Tnf

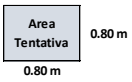
Dirección Transversal

MD=	0.06	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	0.91	Tnf

3. Dimensionamiento:







Dimensionamiento Z1

L=	1.20	m
B=	1.20	m

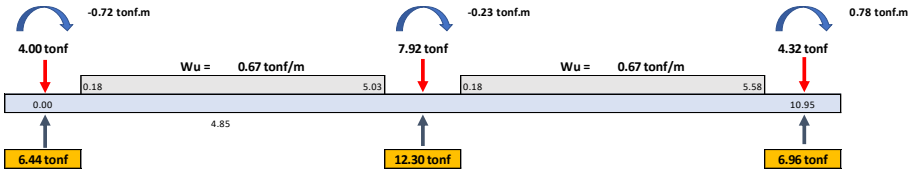
Dimensionamiento Z2

L=	1.60	m
B=	1.60	m

Dimensionamiento Z3

L=	1.20	m
B=	1.20	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	0.07	Tnf-m
R2=	6.44	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.72	Tnf/m2
G2=	4.23	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.05	Tnf-m
R2=	12.30	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.89	Tnf/m2
G2=	4.73	Tnf/m2

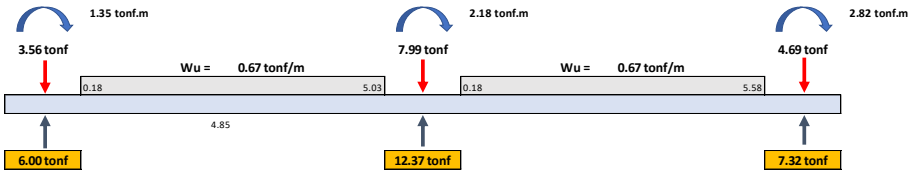
Zapata N3

MT=	0.07	Tnf-m
R2=	6.96	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.06	Tnf/m2
G2=	4.60	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	0.07	Tnf-m
R2=	6.00	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.41	Tnf/m2
G2=	3.93	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.05	Tnf-m
R2=	12.37	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.91	Tnf/m2
G2=	4.75	Tnf/m2

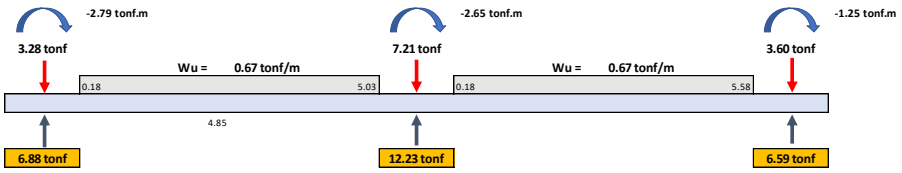
Zapata N3

MT=	0.07	Tnf-m
R2=	7.32	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.31	Tnf/m2
G2=	4.86	Tnf/m2

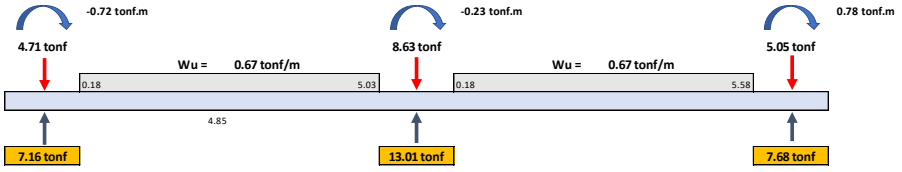
3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.07	Tnf-m	MT=	0.05	Tnf-m	MT=	0.07	Tnf-m
R2=	6.88	Tnf	R2=	12.23	Tnf	R2=	6.59	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	5.02	Tnf/m2	G1=	4.86	Tnf/m2	G1=	4.80	Tnf/m2
G2=	4.54	Tnf/m2	G2=	4.70	Tnf/m2	G2=	4.35	Tnf/m2

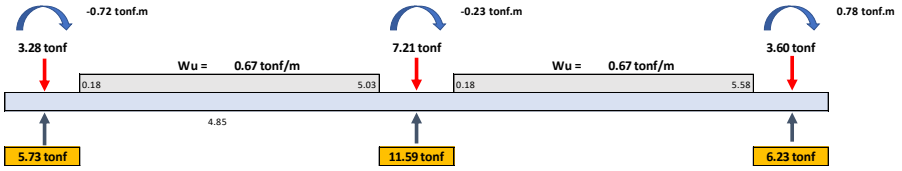
3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.07	Tnf-m	MT=	0.05	Tnf-m	MT=	0.07	Tnf-m
R2=	7.16	Tnf	R2=	13.01	Tnf	R2=	7.68	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	5.21	Tnf/m2	G1=	5.16	Tnf/m2	G1=	5.56	Tnf/m2
G2=	4.73	Tnf/m2	G2=	5.00	Tnf/m2	G2=	5.11	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.07	Tnf-m	MT=	0.05	Tnf-m	MT=	0.07	Tnf-m
R2=	5.73	Tnf	R2=	11.59	Tnf	R2=	6.23	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	4.22	Tnf/m2	G1=	4.61	Tnf/m2	G1=	4.56	Tnf/m2
G2=	3.74	Tnf/m2	G2=	4.45	Tnf/m2	G2=	4.10	Tnf/m2

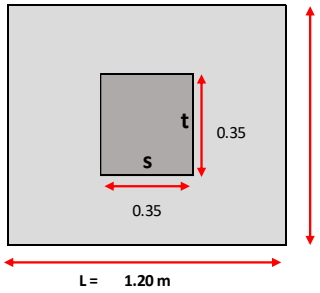
4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negat		
P ultima =	4.10	Tnf	P ultima =	9.02	Tnf	P ultima =	4.50	Tnf
Mu long =	-0.90	Tnf.m	Mu long =	-0.29	Tnf.m	Mu long =	0.98	Tnf.m
Mu trans =	0.09	Tnf.m	Mu trans =	0.07	Tnf.m	Mu trans =	0.08	Tnf.m
σud =	6.27	Tnf/m2	σud =	4.05	Tnf/m2	σud =	6.81	Tnf/m2

Longitudes Finales :			Longitudes Finales :			Longitudes Finales :		
L=	1.20	m	L=	1.60	m	L=	1.20	m
B=	1.20	m	B=	1.60	m	B=	1.20	m

Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación		
G1 =	0.03	Tnf/m2	G1 =	3.20	Tnf/m2	G1 =	6.81	Tnf/m2
G2 =	6.27	Tnf/m2	G2 =	4.05	Tnf/m2	G2 =	0.01	Tnf/m2
G3 =	-0.57	Tnf/m2	G3 =	3.00	Tnf/m2	G3 =	6.24	Tnf/m2
G4 =	5.67	Tnf/m2	G4 =	3.85	Tnf/m2	G4 =	-0.56	Tnf/m2

5. Diseño de Zapata Z1



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	7.79 Tnf/m2
P ultima =	6.00 Tnf
Mu long =	-0.96 Tnf.m
Mu trans =	-0.09 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.43	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.20	m
I =	0.10	m4 * (hz^3)

0.05 ≤ hz

6.2. Otro caso:

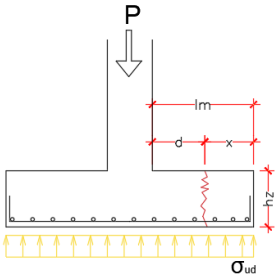
$$Lv/2 \leq hz$$

0.21 ≤ hz

USAR: **hz =** 0.50 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

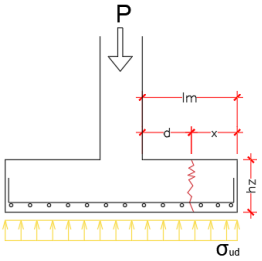
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.43 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	-0.02 m
σud =	7.79 Tnf/m2
Vu =	-0.17 Tnf
Ø Vc =	34.76 Tnf

Vu < ØVc

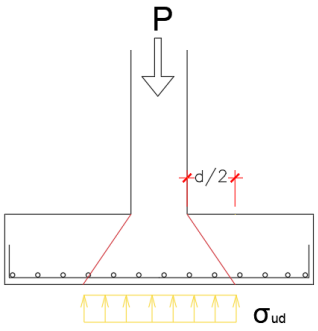
DIRECCION TRANSVERSAL



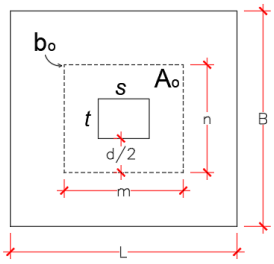
lm =	0.43 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	-0.01 m
σud =	7.79 Tnf/m2
Vu =	-0.06 Tnf
Ø Vc =	33.76 Tnf

Vu < ØVc

6.4.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



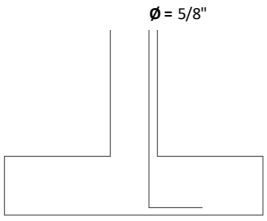
s =	0.35 m
t =	0.35 m
σud =	7.79 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.79 m
n =	0.79 m
bo =	3.17 m
Ao =	0.63 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	6.00 Tnf
Vup =	1.09 Tnf
ØVcp1 =	274.68 Tnf
ØVcp2 =	185.37 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

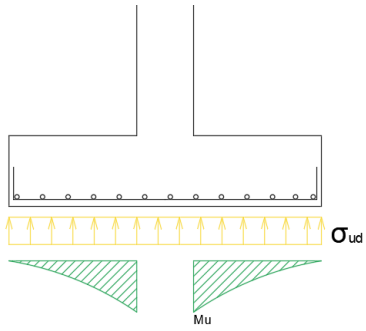


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

8. Diseño del refuerzo por flexión:

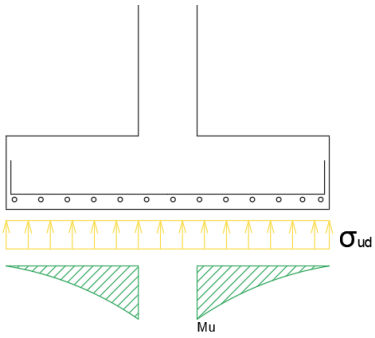
DIRECCION LONGITUDINAL



L =	1.20 m	Mu =	0.84 Tnf.m	
B =	1.20 m	b =	1.20 m	
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m	
hz =	0.50 m			
Lv =	0.43 m			
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	10.80 cm2	
fy =	4200 kgf/m2			
σud =	7.79 Tnf/m2	Ø =	1/2"	
		# barras =	9	
Wu =	9.35 Tnf/m			Usar :
		s =	13.75 cm	
Mu =	0.84 Tnf.m	s =	12.50 cm	Usar 1/2" @ 0.125 m

a	As
8.87	0.56
0.11	0.50
0.10	0.50

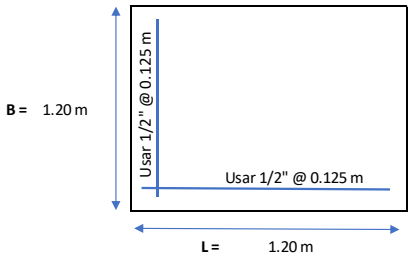
DIRECCION TRANSVERSAL

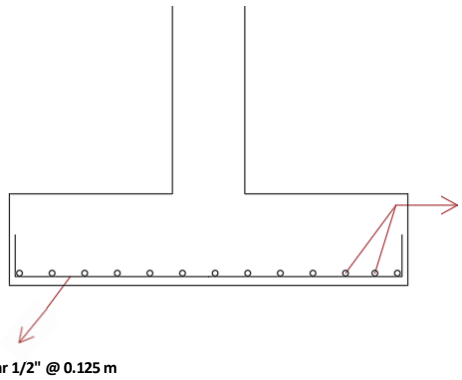


L =	1.20 m	Mu =	0.84 Tnf.m	
B =	1.20 m	L =	1.20 m	
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m	
hz =	0.50 m			
Lv =	0.43 m			
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	10.80 cm2	
fy =	4200 kgf/m2			
σud =	7.79 Tnf/m2	Ø =	1/2"	
		# barras =	9	
Wu =	9.35 Tnf/m			Usar :
		s =	13.75 cm	
Mu =	0.84 Tnf.m	s =	12.50 cm	Usar 1/2" @ 0.125 m

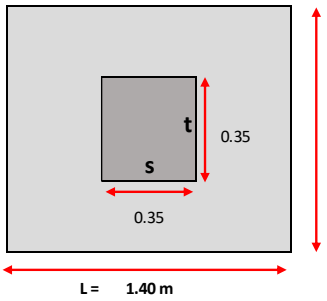
a	As
8.62	0.58
0.11	0.50
0.10	0.50

9. Distribucción del Refuerzo:





5. Diseño de Zapata Z2



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	7.78 Tnf/m2
P ultima =	8.28 Tnf
Mu long =	-1.58 Tnf.m
Mu trans =	-0.05 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.53	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.40	m
I =	0.12	m4 * (hz^3)

0.06 ≤ hz

6.2. Otro caso:

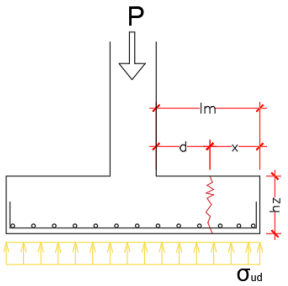
$$Lv/2 \leq hz$$

0.26 ≤ hz

USAR: **hz = 0.50 m**

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

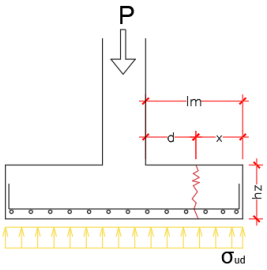
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.53 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	0.08 m
σud =	7.78 Tnf/m2
Vu =	0.89 Tnf
Ø Vc =	40.55 Tnf

Vu < ØVc

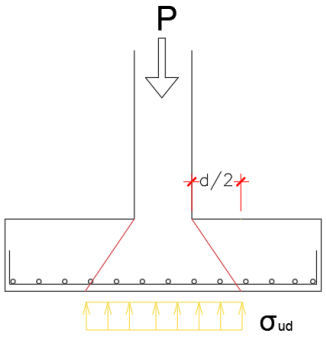
DIRECCION TRANSVERSAL



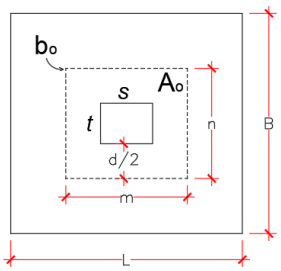
lm =	0.53 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	0.09 m
σud =	7.78 Tnf/m2
Vu =	1.02 Tnf
Ø Vc =	39.39 Tnf

Vu < ØVc

6.4. Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



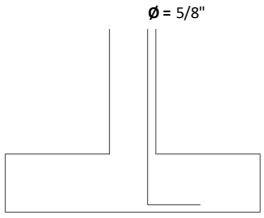
s =	0.35 m
t =	0.35 m
σud =	7.78 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.79 m
n =	0.79 m
bo =	3.17 m
Ao =	0.63 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	8.28 Tnf
Vup =	3.38 Tnf
ØVcp1 =	274.68 Tnf
ØVcp2 =	185.37 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

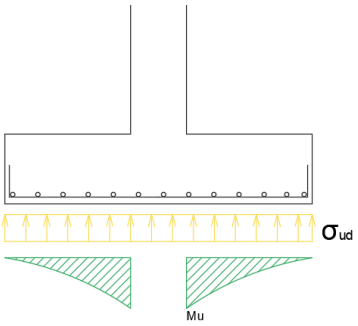


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



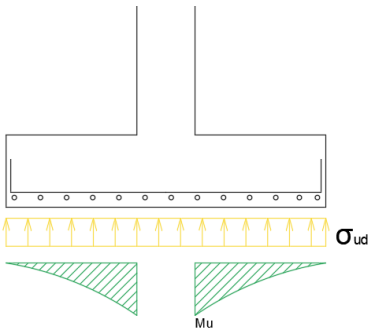
L =	1.40 m	Mu =	1.50 Tnf.m
B =	1.40 m	b =	1.40 m
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.53 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	12.60 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	7.78 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	10
Wu =	10.89 Tnf/m		
		s =	14.44 cm
Mu =	1.50 Tnf.m	s =	12.50 cm

a	As
8.87	0.99
0.17	0.90
0.15	0.90

Usar :

Usar 1/2" @ 0.125 m

DIRECCION TRANSVERSAL



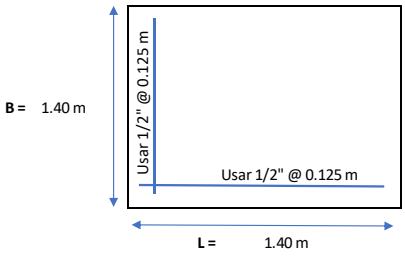
L =	1.40 m	Mu =	1.50 Tnf.m
B =	1.40 m	L =	1.40 m
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.53 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	12.60 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	7.78 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	10
Wu =	10.89 Tnf/m		
		s =	14.44 cm
Mu =	1.50 Tnf.m	s =	12.50 cm

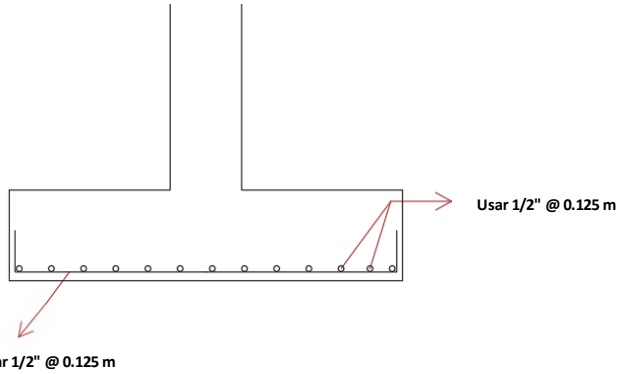
a	As
8.62	1.02
0.17	0.90
0.15	0.90

Usar :

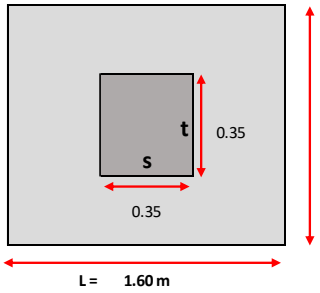
Usar 1/2" @ 0.125 m

9. Distribucción del Refuerzo:





5. Diseño de Zapata Z3



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	4.93 Tnf/m2
P ultima =	11.18 Tnf
Mu long =	-0.31 Tnf.m
Mu trans =	-0.08 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.63	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.60	m
I =	0.13	m4 * (hz^3)

0.08 ≤ hz

6.2. Otro caso:

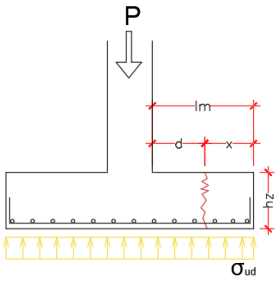
$$Lv/2 \leq hz$$

0.31 ≤ hz

USAR: **hz = 0.50 m**

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

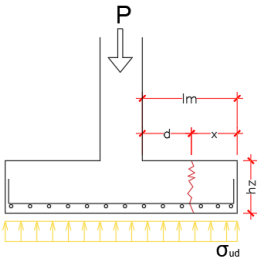
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.63 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	0.18 m
σud =	4.93 Tnf/m2
Vu =	1.43 Tnf
Ø Vc =	46.34 Tnf

Vu < ØVc

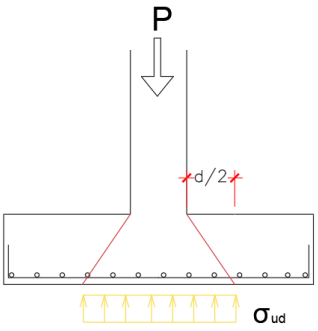
DIRECCION TRANSVERSAL



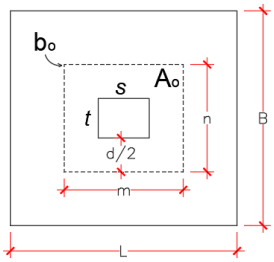
lm =	0.63 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	0.19 m
σud =	4.93 Tnf/m2
Vu =	1.53 Tnf
Ø Vc =	45.01 Tnf

Vu < ØVc

6.4.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



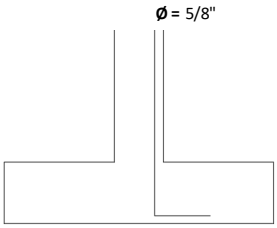
s =	0.35 m
t =	0.35 m
σud =	4.93 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.79 m
n =	0.79 m
bo =	3.17 m
Ao =	0.63 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	11.18 Tnf
Vup =	8.07 Tnf
ØVcp1 =	274.68 Tnf
ØVcp2 =	185.37 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

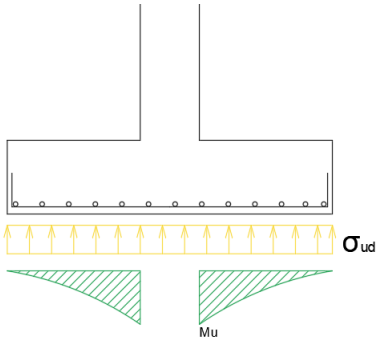


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

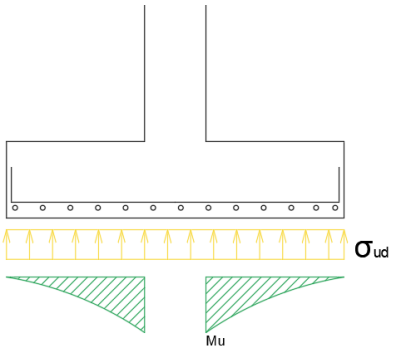
8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



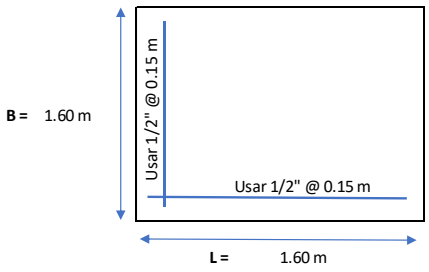
				a	As
L =	1.60 m	Mu =	1.54 Tnf.m	8.87	1.02
B =	1.60 m	b =	1.60 m	0.15	0.92
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m	0.14	0.92
hz =	0.50 m				
Lv =	0.63 m				
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	14.40 cm2		
fy =	4200 kgf/m2				
σud =	4.93 Tnf/m2	Ø =	1/2"		
		# barras =	11		
Wu =	7.89 Tnf/m			Usar :	
		s =	15.00 cm		
Mu =	1.54 Tnf.m	s =	15.00 cm	Usar 1/2" @ 0.15 m	

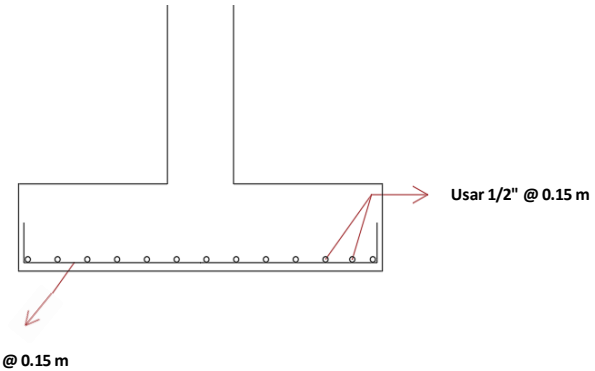
DIRECCION TRANSVERSAL



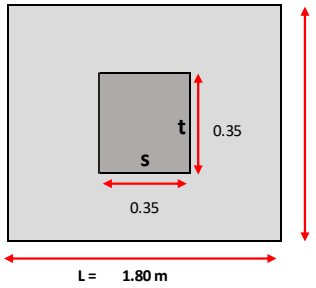
				a	As
L =	1.60 m	Mu =	1.54 Tnf.m	8.62	1.05
B =	1.60 m	L =	1.60 m	0.15	0.92
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m	0.14	0.92
hz =	0.50 m				
Lv =	0.63 m				
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	14.40 cm2		
fy =	4200 kgf/m2				
σud =	4.93 Tnf/m2	Ø =	1/2"		
		# barras =	11		
Wu =	7.89 Tnf/m			Usar :	
		s =	15.00 cm		
Mu =	1.54 Tnf.m	s =	15.00 cm	Usar 1/2" @ 0.15 m	

9. Distribucción del Refuerzo:





5. Diseño de Zapata Z4



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	6.15 Tnf/m2
P ultima =	18.31 Tnf
Mu long =	-0.44 Tnf.m
Mu trans =	-0.05 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88\sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.73	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.80	m
I =	0.15	m4 * (hz^3)

0.10 ≤ hz

6.2. Otro caso:

$$Lv/2 \leq hz$$

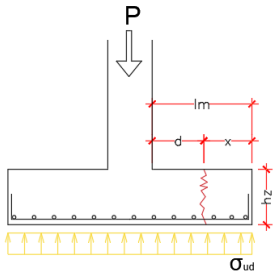
0.36 ≤ hz

USAR:

hz = 0.50 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

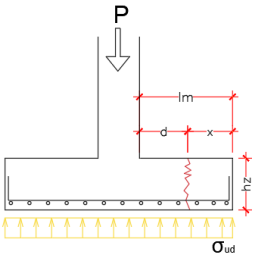
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.73 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	0.28 m
σud =	6.15 Tnf/m2
Vu =	3.11 Tnf
Ø Vc =	52.13 Tnf

Vu < ØVc

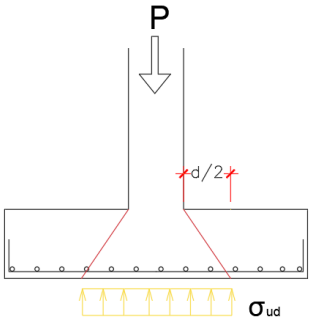
DIRECCION TRANSVERSAL



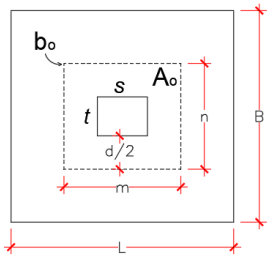
lm =	0.73 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	0.29 m
σud =	6.15 Tnf/m2
Vu =	3.25 Tnf
Ø Vc =	50.64 Tnf

Vu < ØVc

6.4. Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



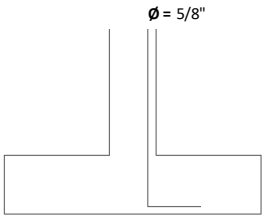
s =	0.35 m
t =	0.35 m
σud =	6.15 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/cm2
m =	0.79 m
n =	0.79 m
bo =	3.17 m
Ao =	0.63 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	18.31 Tnf
Vup =	14.44 Tnf
ØVcp1 =	274.68 Tnf
ØVcp2 =	185.37 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

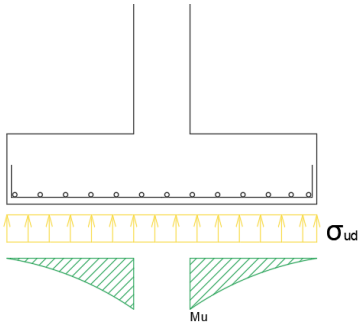


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



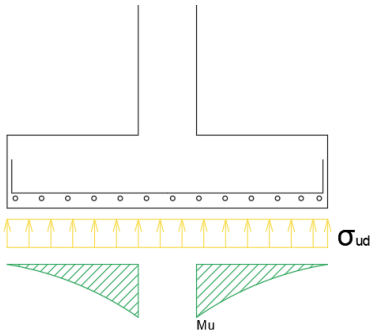
L =	1.80 m	Mu =	2.91 Tnf.m
B =	1.80 m	b =	1.80 m
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.73 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	16.20 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	6.15 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	13
Wu =	11.06 Tnf/m		
		s =	14.17 cm
Mu =	2.91 Tnf.m	s =	12.50 cm

a	As
8.87	1.93
0.25	1.74
0.23	1.74

Usar :

Usar 1/2" @ 0.125 m

DIRECCION TRANSVERSAL



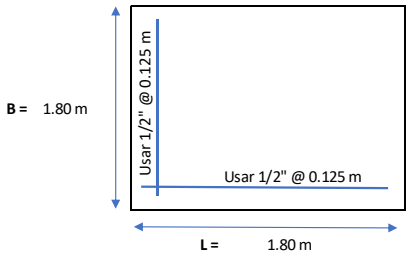
L =	1.80 m	Mu =	2.91 Tnf.m
B =	1.80 m	L =	1.80 m
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.73 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	16.20 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	6.15 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	13
Wu =	11.06 Tnf/m		
		s =	14.17 cm
Mu =	2.91 Tnf.m	s =	12.50 cm

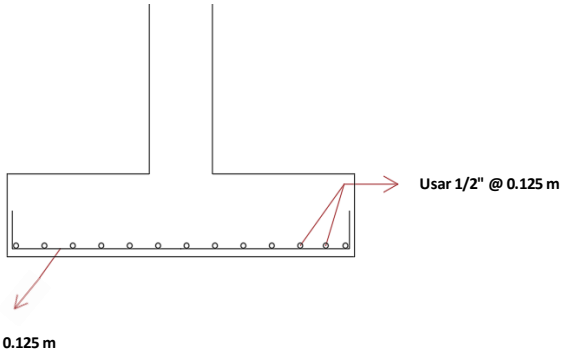
a	As
8.62	1.98
0.26	1.74
0.23	1.74

Usar :

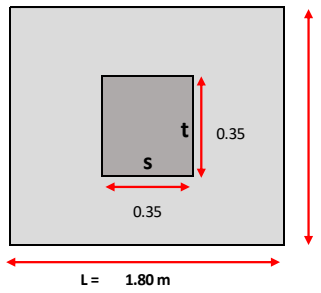
Usar 1/2" @ 0.125 m

9. Distribucción del Refuerzo:





5. Diseño de Zapata Z5



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	4.75 Tnf/m2
P ultima =	9.22 Tnf
Mu long =	1.80 Tnf.m
Mu trans =	0.05 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.73	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.80	m
I =	0.15	m4 * (hz^3)

0.10 ≤ hz

6.2. Otro caso:

$$Lv/2 \leq hz$$

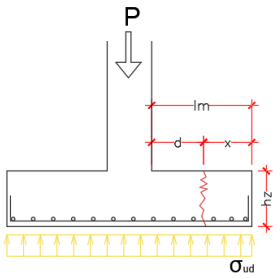
0.36 ≤ hz

USAR:

hz = 0.50 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

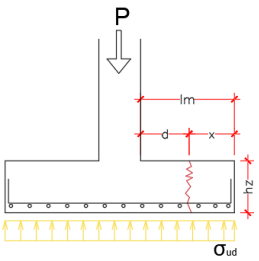
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.73 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	0.28 m
σud =	4.75 Tnf/m2
Vu =	2.41 Tnf
Ø Vc =	52.13 Tnf

Vu < ØVc

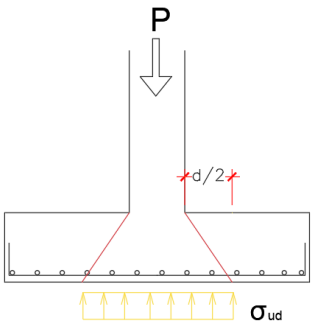
DIRECCION TRANSVERSAL



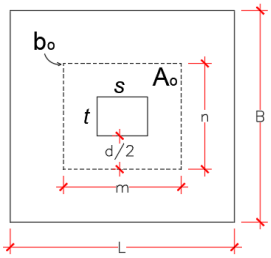
lm =	0.73 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	0.29 m
σud =	4.75 Tnf/m2
Vu =	2.51 Tnf
Ø Vc =	50.64 Tnf

Vu < ØVc

6.4. Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



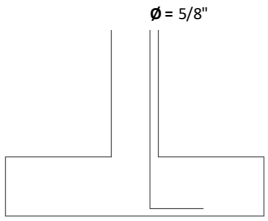
s =	0.35 m
t =	0.35 m
σud =	4.75 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.79 m
n =	0.79 m
bo =	3.17 m
Ao =	0.63 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	9.22 Tnf
Vup =	6.23 Tnf
ØVcp1 =	274.68 Tnf
ØVcp2 =	185.37 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

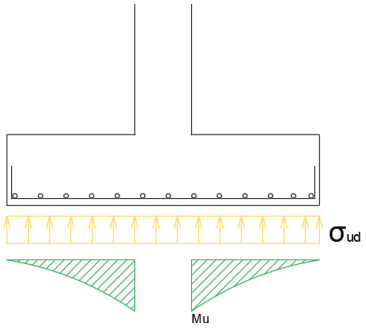


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

8. Diseño del refuerzo por flexión:

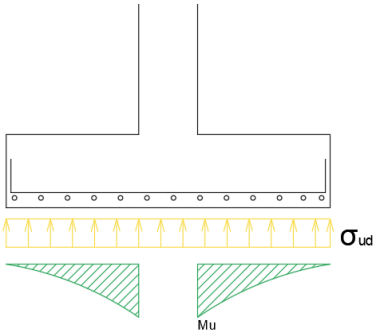
DIRECCION LONGITUDINAL



L =	1.80 m	Mu =	2.25 Tnf.m		
B =	1.80 m	b =	1.80 m		
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m		
hz =	0.50 m				
Lv =	0.73 m				
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	16.20 cm2		
fy =	4200 kgf/m2				
σud =	4.75 Tnf/m2	Ø =	1/2"		
		# barras =	13		
Wu =	8.55 Tnf/m			Usar :	
		s =	14.17 cm		
Mu =	2.25 Tnf.m	s =	12.50 cm	Usar 1/2" @ 0.125 m	

a	As
8.87	1.49
0.19	1.34
0.18	1.34

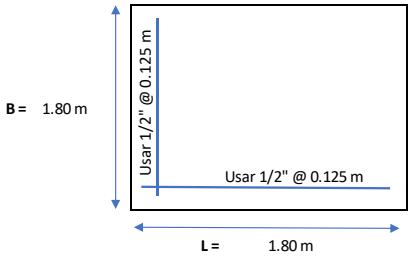
DIRECCION TRANSVERSAL

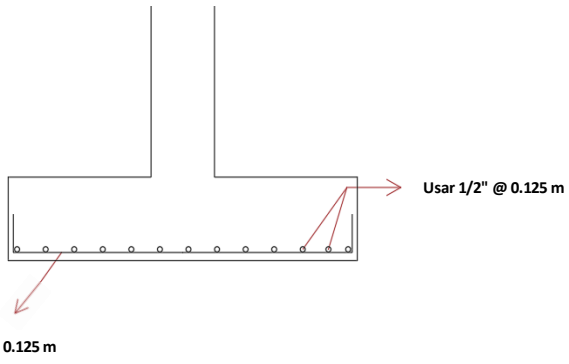


L =	1.80 m	Mu =	2.25 Tnf.m		
B =	1.80 m	L =	1.80 m		
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m		
hz =	0.50 m				
Lv =	0.73 m				
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	16.20 cm2		
fy =	4200 kgf/m2				
σud =	4.75 Tnf/m2	Ø =	1/2"		
		# barras =	13		
Wu =	8.55 Tnf/m			Usar :	
		s =	14.17 cm		
Mu =	2.25 Tnf.m	s =	12.50 cm	Usar 1/2" @ 0.125 m	

a	As
8.62	1.53
0.20	1.34
0.18	1.34

9. Distribucción del Refuerzo:



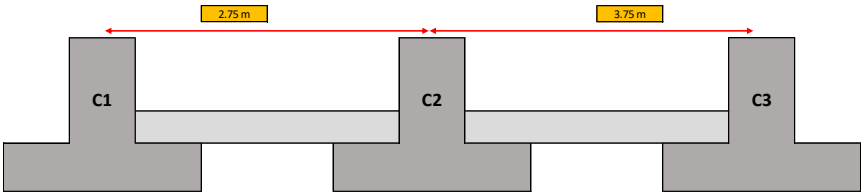


Fuente: Elaboración propia.

4.6.7 Diseño de cimentación de Tribunas

Tabla 99: Diseño de Cimentación de Tribunas

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE TRIB. EJE A



b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	3.57	Tnf
PL=	-0.44	Tnf
Dirección Longitudinal		
MD=	-0.20	Tnf-m
ML=	0.16	Tnf-m
MS=	3.92	Tnf-m
PS=	-1.89	Tnf
Dirección Transversal		
MD=	0.57	Tnf-m
ML=	0.53	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-2.86	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	8.09	Tnf
PL=	-0.53	Tnf
Dirección Longitudinal		
MD=	-0.78	Tnf-m
ML=	0.15	Tnf-m
MS=	4.20	Tnf-m
PS=	-0.73	Tnf
Dirección Transversal		
MD=	0.47	Tnf-m
ML=	0.45	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	1.60	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	0.71	Tnf
PL=	0.00	Tnf
Dirección Longitudinal		
MD=	0.00	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	-0.33	Tnf-m
PS=	0.10	Tnf
Dirección Transversal		
MD=	-0.01	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.59	Tnf

3. Dimensionamiento:

Area Tentativa — 0.70 m — 0.70 m

Dimensionamiento Z1

L=	1.40	m
B=	1.20	m

Area Tentativa — 1.10 m — 1.10 m

Dimensionamiento Z2

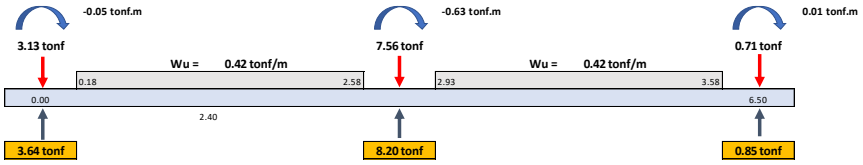
L=	1.60	m
B=	1.40	m

Area Tentativa — 0.30 m — 0.30 m

Dimensionamiento Z3

L=	1.20	m
B=	1.00	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	1.10	Tnf-m
R2=	3.64	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.43	Tnf/m2
G2=	-1.10	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.93	Tnf-m
R2=	8.20	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.43	Tnf/m2
G2=	1.89	Tnf/m2

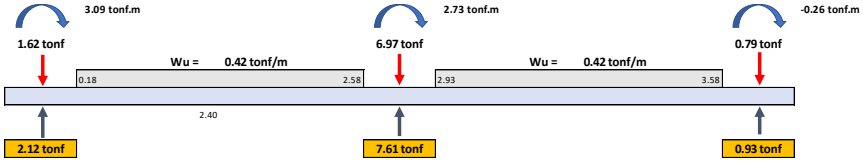
Zapata N3

MT=	-0.01	Tnf-m
R2=	0.85	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	0.67	Tnf/m2
G2=	0.75	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	1.10	Tnf-m
R2=	2.12	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.53	Tnf/m2
G2=	-2.00	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.93	Tnf-m
R2=	7.61	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.17	Tnf/m2
G2=	1.63	Tnf/m2

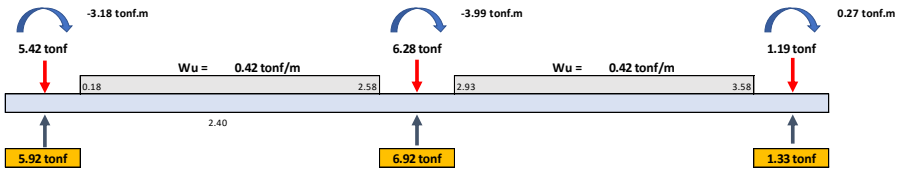
Zapata N3

MT=	-0.01	Tnf-m
R2=	0.93	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

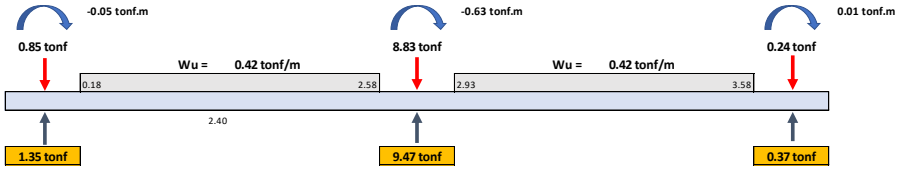
G1=	0.73	Tnf/m2
G2=	0.81	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



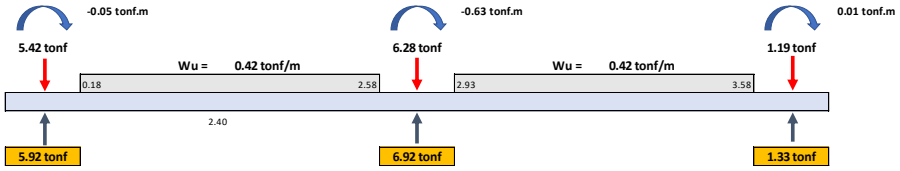
Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	1.10	Tnf-m	MT=	0.93	Tnf-m	MT=	-0.01	Tnf-m
R2=	5.92	Tnf	R2=	6.92	Tnf	R2=	1.33	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			*Verificación de Esfuerzos en el Suelo*			*Verificación de Esfuerzos en el Suelo*		
G1=	6.79	Tnf/m2	G1=	4.86	Tnf/m2	G1=	1.06	Tnf/m2
G2=	0.26	Tnf/m2	G2=	1.32	Tnf/m2	G2=	1.14	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	1.10	Tnf-m	MT=	0.93	Tnf-m	MT=	-0.01	Tnf-m
R2=	1.35	Tnf	R2=	9.47	Tnf	R2=	0.37	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			*Verificación de Esfuerzos en el Suelo*			*Verificación de Esfuerzos en el Suelo*		
G1=	4.07	Tnf/m2	G1=	6.00	Tnf/m2	G1=	0.27	Tnf/m2
G2=	-2.46	Tnf/m2	G2=	2.46	Tnf/m2	G2=	0.35	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

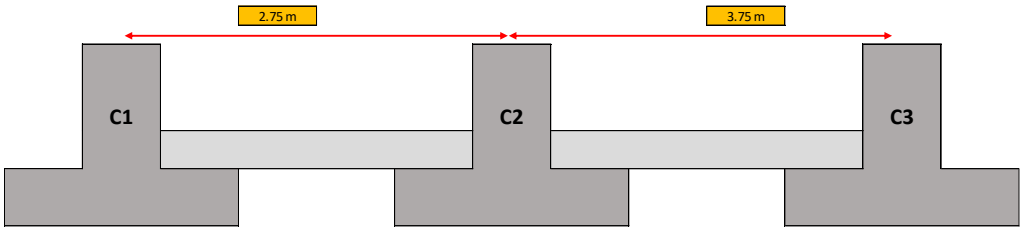


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	1.10	Tnf-m	MT=	0.93	Tnf-m	MT=	-0.01	Tnf-m
R2=	5.92	Tnf	R2=	6.92	Tnf	R2=	1.33	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			*Verificación de Esfuerzos en el Suelo*			*Verificación de Esfuerzos en el Suelo*		
G1=	6.79	Tnf/m2	G1=	4.86	Tnf/m2	G1=	1.06	Tnf/m2
G2=	0.26	Tnf/m2	G2=	1.32	Tnf/m2	G2=	1.14	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negat		
P ultima =	5.80	Tnf	P ultima =	7.84	Tnf	P ultima =	1.49	Tnf
Mu long =	-3.98	Tnf.m	Mu long =	-0.78	Tnf.m	Mu long =	0.01	Tnf.m
Mu trans =	1.37	Tnf.m	Mu trans =	1.16	Tnf.m	Mu trans =	-0.01	Tnf.m
σud =	17.68	Tnf/m2	σud =	7.03	Tnf/m2	σud =	1.32	Tnf/m2
Longitudes Finales :			*Longitudes Finales :*			*Longitudes Finales :*		
L=	1.40	m	L=	1.60	m	L=	1.20	m
B=	1.20	m	B=	1.40	m	B=	1.00	m
Esfuerzos en el suelo de fundación			*Esfuerzos en el suelo de fundación*			*Esfuerzos en el suelo de fundación*		
G1 =	-2.62	Tnf/m2	G1 =	4.41	Tnf/m2	G1 =	1.22	Tnf/m2
G2 =	17.68	Tnf/m2	G2 =	7.03	Tnf/m2	G2 =	1.16	Tnf/m2
G3 =	-10.77	Tnf/m2	G3 =	-0.02	Tnf/m2	G3 =	1.32	Tnf/m2
G4 =	9.53	Tnf/m2	G4 =	2.60	Tnf/m2	G4 =	1.26	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE TRIBU. EJE B



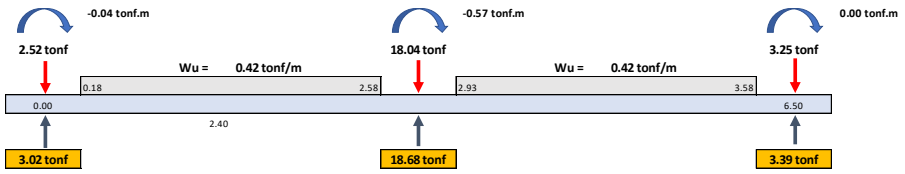
C1			C2			C3		
b =	0.35	m	b =	0.35	m	b =	0.35	m
h =	0.35	m	h =	0.35	m	h =	0.35	m
PD=	6.15	Tnf	PD=	15.29	Tnf	PD=	3.97	Tnf
PL=	-3.63	Tnf	PL=	2.75	Tnf	PL=	-0.72	Tnf
Dirección Longitudinal			**Dirección Longitudinal**			**Dirección Longitudinal**		
MD=	-0.15	Tnf-m	MD=	-0.57	Tnf-m	MD=	0.00	Tnf-m
ML=	0.12	Tnf-m	ML=	-0.01	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.23	Tnf-m	MS=	0.15	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m
PS=	7.73	Tnf	PS=	15.98	Tnf	PS=	0.92	Tnf
Dirección Transversal			**Dirección Transversal**			**Dirección Transversal**		
MD=	0.00	Tnf-m	MD=	0.00	Tnf-m	MD=	0.00	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m	ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m	MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.12	Tnf	PS=	0.33	Tnf	PS=	0.15	Tnf

3. Dimensionamiento:

Area Tentativa	0.60 m	Area Tentativa	1.70 m	Area Tentativa	0.70 m
0.60 m		1.70 m		0.70 m	

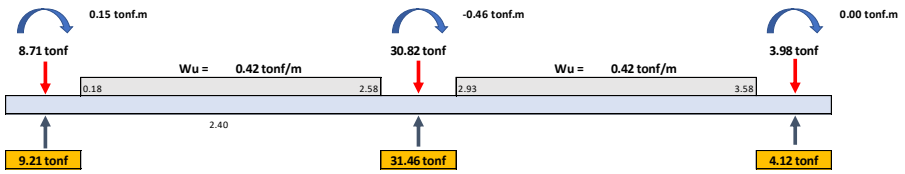
Dimensionamiento Z1			*Dimensionamiento Z2*			*Dimensionamiento Z3*		
L=	1.20	m	L=	2.00	m	L=	1.20	m
B=	1.00	m	B=	1.80	m	B=	1.00	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



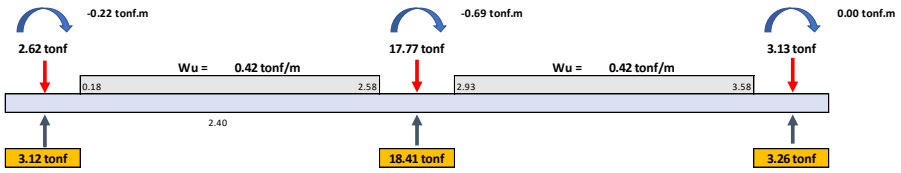
Zapata N1			*Zapata N2*			*Zapata N3*		
MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m
R2=	3.02	Tnf	R2=	18.68	Tnf	R2=	3.39	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			*Verificación de Esfuerzos en el Suelo*			*Verificación de Esfuerzos en el Suelo*		
G1=	2.52	Tnf/m2	G1=	5.19	Tnf/m2	G1=	2.82	Tnf/m2
G2=	2.52	Tnf/m2	G2=	5.19	Tnf/m2	G2=	2.82	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



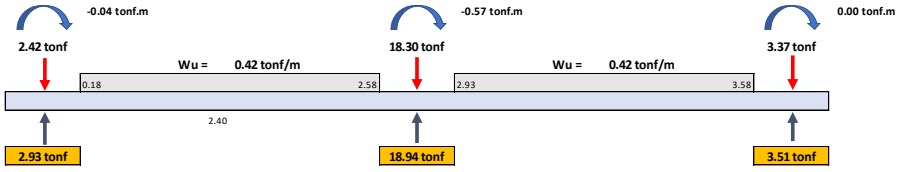
Zapata N1			*Zapata N2*			*Zapata N3*		
MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m
R2=	9.21	Tnf	R2=	31.46	Tnf	R2=	4.12	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			*Verificación de Esfuerzos en el Suelo*			*Verificación de Esfuerzos en el Suelo*		
G1=	7.68	Tnf/m2	G1=	8.74	Tnf/m2	G1=	3.43	Tnf/m2
G2=	7.68	Tnf/m2	G2=	8.74	Tnf/m2	G2=	3.43	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



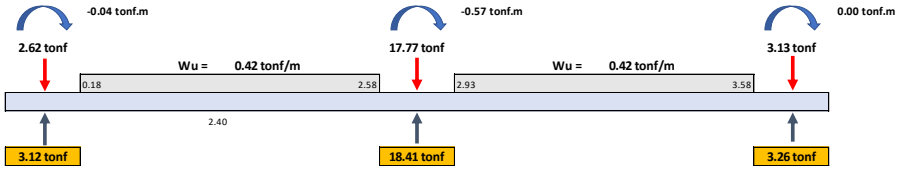
Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m
R2=	3.12	Tnf	R2=	18.41	Tnf	R2=	3.26	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	2.60	Tnf/m2	G1=	5.12	Tnf/m2	G1=	2.72	Tnf/m2
G2=	2.60	Tnf/m2	G2=	5.12	Tnf/m2	G2=	2.72	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m
R2=	2.93	Tnf	R2=	18.94	Tnf	R2=	3.51	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	2.44	Tnf/m2	G1=	5.26	Tnf/m2	G1=	2.92	Tnf/m2
G2=	2.44	Tnf/m2	G2=	5.26	Tnf/m2	G2=	2.92	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

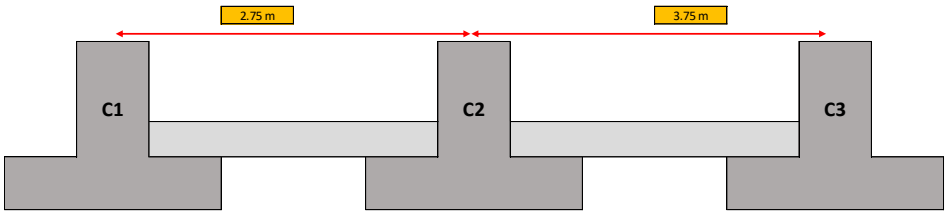


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m
R2=	3.12	Tnf	R2=	18.41	Tnf	R2=	3.26	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	2.60	Tnf/m2	G1=	5.12	Tnf/m2	G1=	2.72	Tnf/m2
G2=	2.60	Tnf/m2	G2=	5.12	Tnf/m2	G2=	2.72	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal negat		
P ultima =	3.27	Tnf	P ultima =	22.22	Tnf	P ultima =	3.91	Tnf
Mu long =	-0.04	Tnf.m	Mu long =	-0.72	Tnf.m	Mu long =	0.00	Tnf.m
Mu trans =	0.00	Tnf.m	Mu trans =	0.00	Tnf.m	Mu trans =	0.00	Tnf.m
σud =	2.91	Tnf/m2	σud =	6.77	Tnf/m2	σud =	3.26	Tnf/m2
Longitudes Finales :			Longitudes Finales :			Longitudes Finales :		
L=	1.20	m	L=	2.00	m	L=	1.20	m
B=	1.00	m	B=	1.80	m	B=	1.00	m
Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación		
G1 =	2.54	Tnf/m2	G1 =	5.58	Tnf/m2	G1 =	3.26	Tnf/m2
G2 =	2.91	Tnf/m2	G2 =	6.77	Tnf/m2	G2 =	3.25	Tnf/m2
G3 =	2.54	Tnf/m2	G3 =	5.58	Tnf/m2	G3 =	3.26	Tnf/m2
G4 =	2.91	Tnf/m2	G4 =	6.77	Tnf/m2	G4 =	3.25	Tnf/m2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN BLOQUE TRIBU. EJE C



b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	7.08	Tnf
PL=	5.86	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	0.04	Tnf-m
ML=	-0.24	Tnf-m
MS=	4.41	Tnf-m
PS=	-0.06	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.00	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-3.98	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	14.94	Tnf
PL=	14.89	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	-0.02	Tnf-m
ML=	-0.66	Tnf-m
MS=	4.54	Tnf-m
PS=	-0.05	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.00	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	2.78	Tnf

b =	0.35	m
h =	0.35	m
PD=	1.04	Tnf
PL=	4.28	Tnf

Dirección Longitudinal

MD=	0.00	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	-0.35	Tnf-m
PS=	0.01	Tnf

Dirección Transversal

MD=	0.00	Tnf-m
ML=	0.00	Tnf-m
MS=	0.00	Tnf-m
PS=	-0.78	Tnf

3. Dimensionamiento:

Area Tentativa 1.40 m × 1.40 m

Dimensionamiento Z1

L=	1.60	m
B=	1.40	m

Area Tentativa 2.20 m × 2.20 m

Dimensionamiento Z2

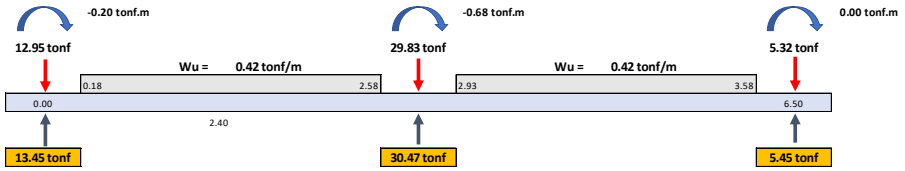
L=	2.40	m
B=	2.20	m

Area Tentativa 0.90 m × 0.90 m

Dimensionamiento Z3

L=	1.20	m
B=	1.00	m

3.1. Cargas de gravedad (sin sismo):



Zapata N1

MT=	0.00	Tnf-m
R2=	13.45	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	6.00	Tnf/m2
G2=	6.00	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.00	Tnf-m
R2=	30.47	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.77	Tnf/m2
G2=	5.77	Tnf/m2

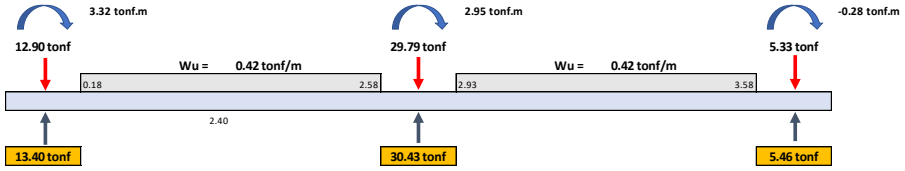
Zapata N3

MT=	0.00	Tnf-m
R2=	5.45	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	4.54	Tnf/m2
G2=	4.54	Tnf/m2

3.2. Cargas de gravedad + sismo longitudinal positivo:



Zapata N1

MT=	0.00	Tnf-m
R2=	13.40	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.98	Tnf/m2
G2=	5.98	Tnf/m2

Zapata N2

MT=	0.00	Tnf-m
R2=	30.43	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

G1=	5.76	Tnf/m2
G2=	5.76	Tnf/m2

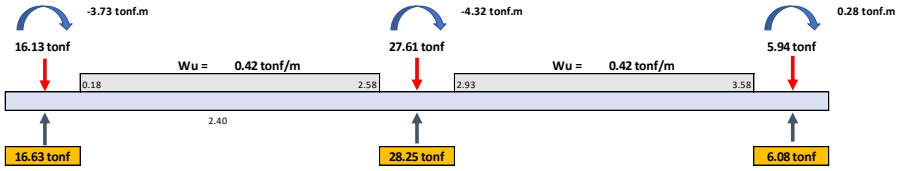
Zapata N3

MT=	0.00	Tnf-m
R2=	5.46	Tnf

Verificación de Esfuerzos en el Suelo

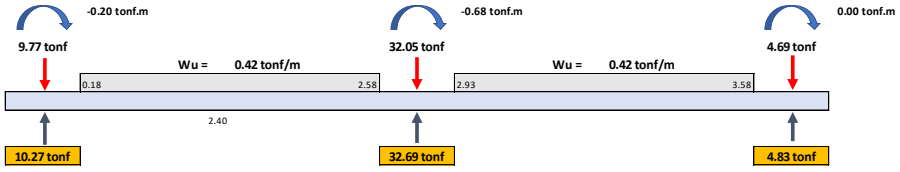
G1=	4.55	Tnf/m2
G2=	4.55	Tnf/m2

3.3. Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:



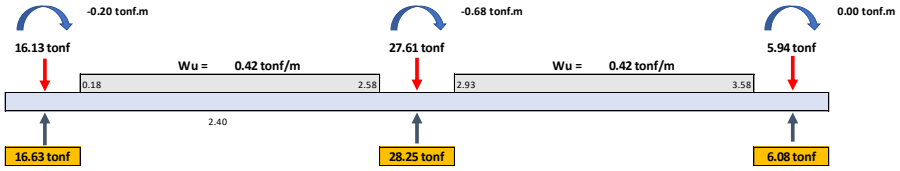
Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m
R2=	16.63	Tnf	R2=	28.25	Tnf	R2=	6.08	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	7.43	Tnf/m2	G1=	5.35	Tnf/m2	G1=	5.07	Tnf/m2
G2=	7.43	Tnf/m2	G2=	5.35	Tnf/m2	G2=	5.07	Tnf/m2

3.4. Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:



Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m
R2=	10.27	Tnf	R2=	32.69	Tnf	R2=	4.83	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	4.58	Tnf/m2	G1=	6.19	Tnf/m2	G1=	4.02	Tnf/m2
G2=	4.58	Tnf/m2	G2=	6.19	Tnf/m2	G2=	4.02	Tnf/m2

3.5. Cargas de gravedad + sismo transversal negativo:

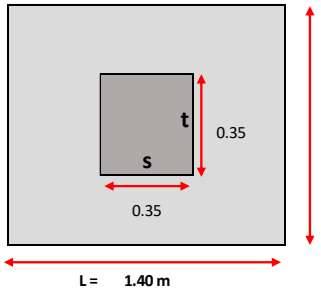


Zapata N1			Zapata N2			Zapata N3		
MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m	MT=	0.00	Tnf-m
R2=	16.63	Tnf	R2=	28.25	Tnf	R2=	6.08	Tnf
Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo			Verificación de Esfuerzos en el Suelo		
G1=	7.43	Tnf/m2	G1=	5.35	Tnf/m2	G1=	5.07	Tnf/m2
G2=	7.43	Tnf/m2	G2=	5.35	Tnf/m2	G2=	5.07	Tnf/m2

4. Esfuerzo ultimo en el suelo:

Cargas de gravedad + sismo longitudinal negativo:			Cargas de gravedad + sismo transversal positivo:			Cargas de gravedad + sismo longitudinal nega		
P ultima =	16.24	Tnf	P ultima =	40.06	Tnf	P ultima =	6.63	Tnf
Mu long =	-4.66	Tnf.m	Mu long =	-0.85	Tnf.m	Mu long =	0.35	Tnf.m
Mu trans =	0.00	Tnf.m	Mu trans =	0.00	Tnf.m	Mu trans =	0.00	Tnf.m
σud =	15.05	Tnf/m2	σud =	7.99	Tnf/m2	σud =	6.98	Tnf/m2
Longitudes Finales :			Longitudes Finales :			Longitudes Finales :		
L=	1.60	m	L=	2.40	m	L=	1.20	m
B=	1.40	m	B=	2.20	m	B=	1.00	m
Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación			Esfuerzos en el suelo de fundación		
G1 =	-0.55	Tnf/m2	G1 =	7.18	Tnf/m2	G1 =	6.98	Tnf/m2
G2 =	15.05	Tnf/m2	G2 =	7.99	Tnf/m2	G2 =	4.08	Tnf/m2
G3 =	-0.55	Tnf/m2	G3 =	7.18	Tnf/m2	G3 =	6.98	Tnf/m2
G4 =	15.05	Tnf/m2	G4 =	7.99	Tnf/m2	G4 =	4.08	Tnf/m2

5. Diseño de Zapata Z1



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	17.68 Tnf/m2
P ultima =	5.80 Tnf
Mu long =	-3.98 Tnf.m
Mu trans =	1.37 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.53	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.20	m
I =	0.10	m4 * (hz^3)

0.06 ≤ hz

6.2. Otro caso:

$$Lv/2 \leq hz$$

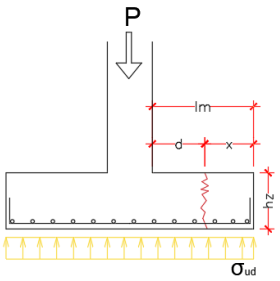
0.26 ≤ hz

USAR:

hz = 0.50 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

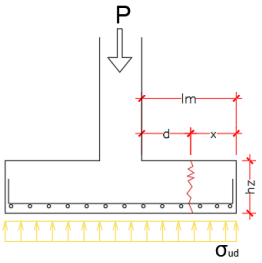
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.53 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	0.08 m
σud =	17.68 Tnf/m2
Vu =	1.73 Tnf
Ø Vc =	34.76 Tnf

Vu < ØVc

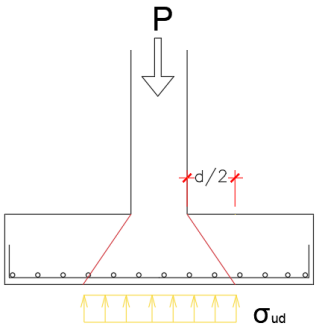
DIRECCION TRANSVERSAL



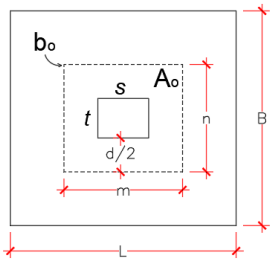
lm =	0.43 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	-0.01 m
σud =	17.68 Tnf/m2
Vu =	-0.15 Tnf
Ø Vc =	39.39 Tnf

Vu < ØVc

6.4. Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



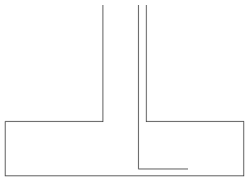
s =	0.35 m
t =	0.35 m
σud =	17.68 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.79 m
n =	0.79 m
bo =	3.17 m
Ao =	0.63 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	5.80 Tnf
Vup =	-5.34 Tnf
ØVcp1 =	274.68 Tnf
ØVcp2 =	185.37 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

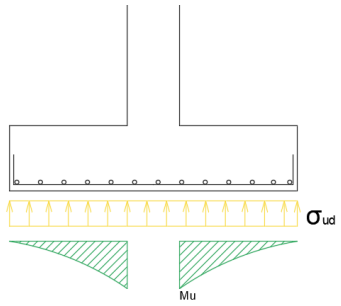


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



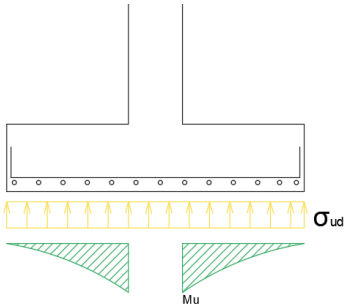
L =	1.40 m	Mu =	2.92 Tnf.m
B =	1.20 m	b =	1.20 m
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.53 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	10.80 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	17.68 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	9
Wu =	21.22 Tnf/m		
		s =	13.75 cm
Mu =	2.92 Tnf.m	s =	12.50 cm

a	As
8.87	1.94
0.38	1.75
0.34	1.75

Usar :

Usar 1/2" @ 0.125 m

DIRECCION TRANSVERSAL



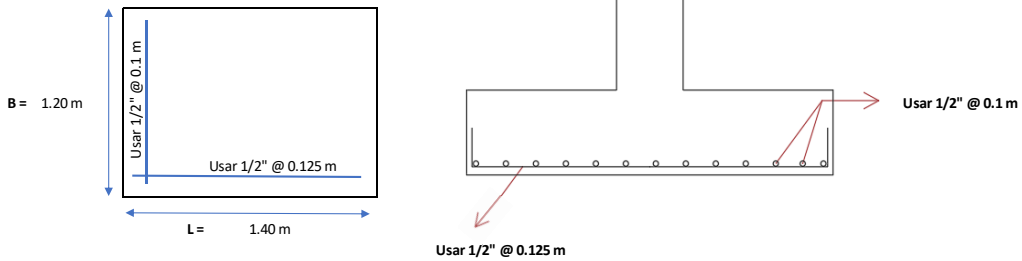
L =	1.40 m	Mu =	2.24 Tnf.m
B =	1.20 m	L =	1.40 m
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m
hz =	0.50 m		
Lv =	0.43 m		
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	12.60 cm2
fy =	4200 kgf/m2		
σud =	17.68 Tnf/m2	Ø =	1/2"
		# barras =	10
Wu =	24.76 Tnf/m		
		s =	12.22 cm
Mu =	2.24 Tnf.m	s =	10.00 cm

a	As
8.62	1.53
0.30	1.75
0.34	1.75

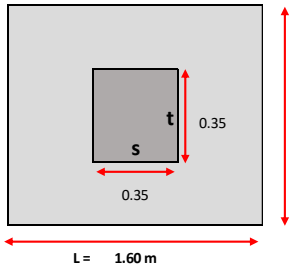
Usar :

Usar 1/2" @ 0.1 m

9. Distribucción del Refuerzo:



5. Diseño de Zapata Z2



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93 kgf/cm2
Kc =	1446.67 tnf/m3
f'c =	210 kgf/cm2
fy =	4200 kgf/cm2
σud =	7.03 Tnf/m2
P ultima =	7.84 Tnf
Mu long =	-0.78 Tnf.m
Mu trans =	1.16 Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.63	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.40	m
I =	0.12	m4 * (hz^3)

0.08 ≤ hz

6.2. Otro caso:

$$Lv/2 \leq hz$$

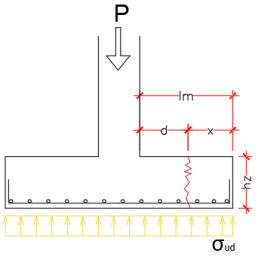
0.31 ≤ hz

USAR:

hz = 0.50 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

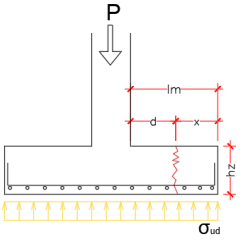
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.63 m
hz =	0.50 m
d =	0.44 m
x =	0.18 m
σud =	7.03 Tnf/m2
Vu =	1.78 Tnf
Ø Vc =	40.55 Tnf

Vu < ØVc

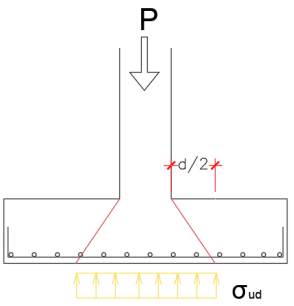
DIRECCION TRANSVERSAL



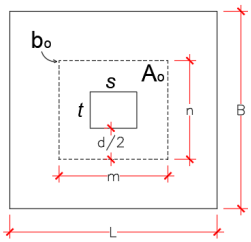
lm =	0.53 m
hz =	0.50 m
d =	0.43 m
x =	0.09 m
σud =	7.03 Tnf/m2
Vu =	1.06 Tnf
Ø Vc =	45.01 Tnf

Vu < ØVc

6.4.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



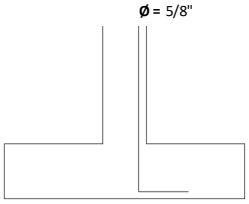
s =	0.35 m
t =	0.35 m
σud =	7.03 Tnf/m2
f'c =	210 kgf/m2
m =	0.79 m
n =	0.79 m
bo =	3.17 m
Ao =	0.63 m2



dl =	0.44 m
dt =	0.43 m
d (min) =	0.43 m
Pu =	7.84 Tnf
Vup =	3.42 Tnf
ØVcp1 =	274.68 Tnf
ØVcp2 =	185.37 Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

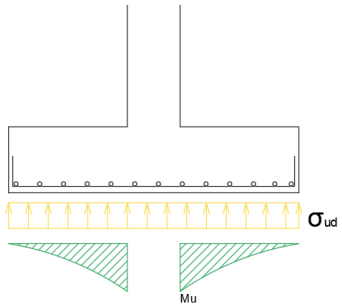


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

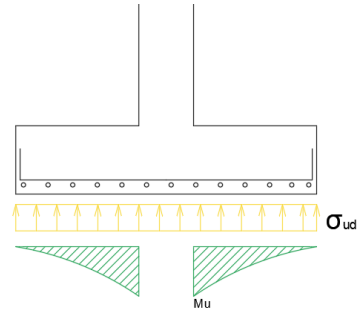
8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



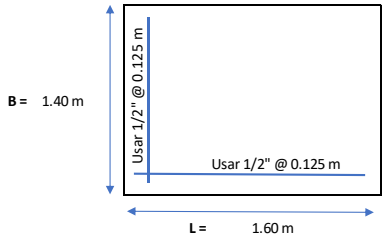
				a	As
L =	1.60 m	Mu =	1.92 Tnf.m	8.87	1.27
B =	1.40 m	b =	1.40 m	0.21	1.15
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m	0.19	1.15
hz =	0.50 m				
Lv =	0.63 m				
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	12.60 cm2		
fy =	4200 kgf/m2				
σud =	7.03 Tnf/m2	Ø =	1/2"		
		# barras =	10		
Wu =	9.84 Tnf/m			Usar :	
		s =	14.44 cm		
Mu =	1.92 Tnf.m	s =	12.50 cm	Usar 1/2" @ 0.125 m	

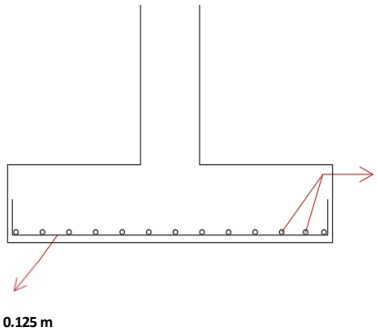
DIRECCION TRANSVERSAL



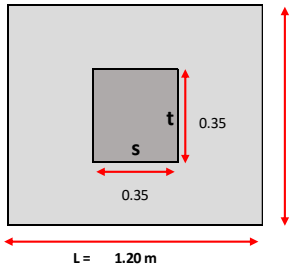
				a	As
L =	1.60 m	Mu =	1.55 Tnf.m	8.62	1.06
B =	1.40 m	L =	1.60 m	0.18	1.15
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m	0.19	1.15
hz =	0.50 m				
Lv =	0.53 m				
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	14.40 cm2		
fy =	4200 kgf/m2				
σud =	7.03 Tnf/m2	Ø =	1/2"		
		# barras =	11		
Wu =	11.24 Tnf/m			Usar :	
		s =	13.00 cm		
Mu =	1.55 Tnf.m	s =	12.50 cm	Usar 1/2" @ 0.125 m	

9. Distribucción del Refuerzo:





5. Diseño de Zapata Z3



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
σud =	1.32	Tnf/m2
P ultima =	1.49	Tnf
Mu long =	0.01	Tnf.m
Mu trans =	-0.01	Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.43	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.00	m
I =	0.08	m4 * (hz^3)

0.05 ≤ hz

6.2. Otro caso:

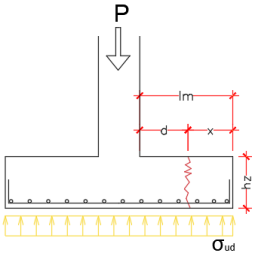
$$Lv/2 \leq hz$$

0.21 ≤ hz

USAR: **hz =** 0.50 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

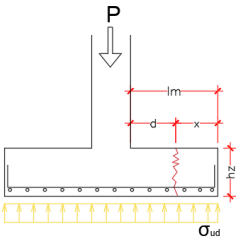
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.43	m
hz =	0.50	m
d =	0.44	m
x =	-0.02	m
σud =	1.32	Tnf/m2
Vu =	-0.02	Tnf
Ø Vc =	28.96	Tnf

Vu < ØVc

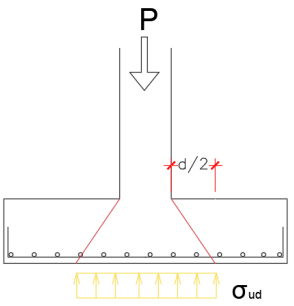
DIRECCION TRANSVERSAL



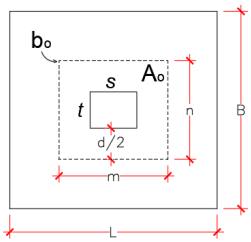
lm =	0.33	m
hz =	0.50	m
d =	0.43	m
x =	-0.11	m
σud =	1.32	Tnf/m2
Vu =	-0.17	Tnf
Ø Vc =	33.76	Tnf

Vu < ØVc

6.4.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



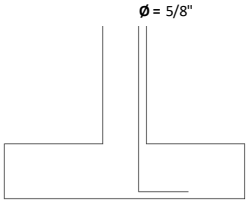
s =	0.35	m
t =	0.35	m
σud =	1.32	Tnf/m2
f'c =	210	kgf/m2
m =	0.79	m
n =	0.79	m
bo =	3.17	m
Ao =	0.63	m2



dl =	0.44	m
dt =	0.43	m
d (min) =	0.43	m
Pu =	1.49	Tnf
Vup =	0.66	Tnf
ØVcp1 =	274.68	Tnf
ØVcp2 =	185.37	Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

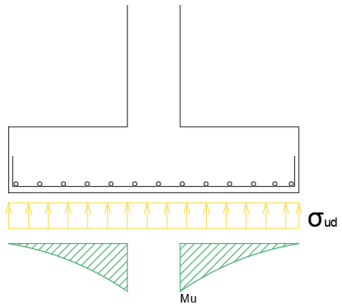


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

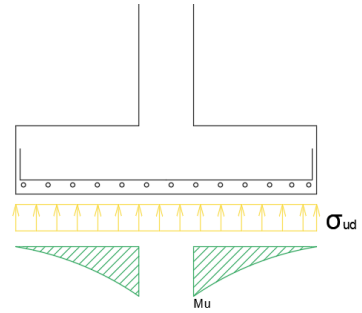
8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



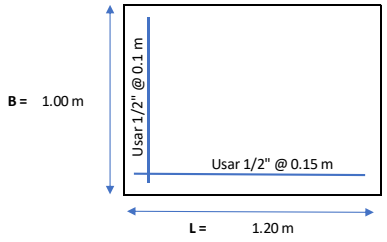
L =	1.20 m	Mu =	0.12 Tnf.m	a	As
B =	1.00 m	b =	1.00 m	8.87	0.08
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m	0.02	0.07
hz =	0.50 m			0.02	0.07
Lv =	0.43 m				
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	9.00 cm2		
fy =	4200 kgf/m2				
σud =	1.32 Tnf/m2	Ø =	1/2"		
		# barras =	7		
Wu =	1.32 Tnf/m			Usar :	
		s =	15.00 cm		
Mu =	0.12 Tnf.m	s =	15.00 cm	Usar 1/2" @ 0.15 m	

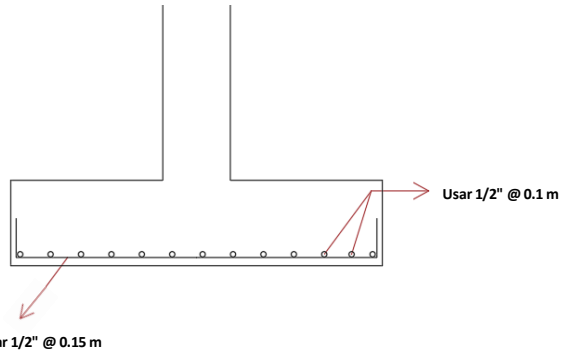
DIRECCION TRANSVERSAL



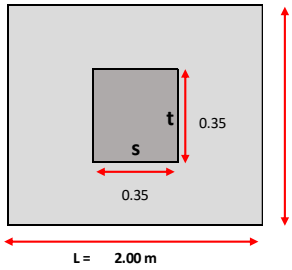
L =	1.20 m	Mu =	0.08 Tnf.m	a	As
B =	1.00 m	L =	1.20 m	8.62	0.06
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m	0.01	0.07
hz =	0.50 m			0.02	0.07
Lv =	0.33 m				
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	10.80 cm2		
fy =	4200 kgf/m2				
σud =	1.32 Tnf/m2	Ø =	1/2"		
		# barras =	9		
Wu =	1.58 Tnf/m			Usar :	
		s =	11.25 cm		
Mu =	0.08 Tnf.m	s =	10.00 cm	Usar 1/2" @ 0.1 m	

9. Distribucción del Refuerzo:





5. Diseño de Zapata Z4



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
σud =	6.77	Tnf/m2
P ultima =	22.22	Tnf
Mu long =	-0.72	Tnf.m
Mu trans =	0.00	Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	0.83	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	1.80	m
I =	0.15	m4 * (hz^3)

0.12 ≤ hz

6.2. Otro caso:

$$Lv/2 \leq hz$$

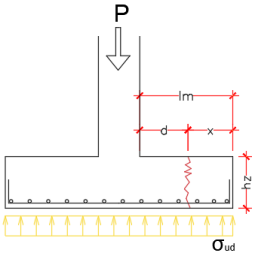
0.41 ≤ hz

USAR:

hz = 0.50 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

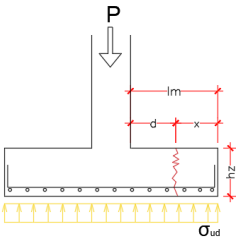
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	0.83	m
hz =	0.50	m
d =	0.44	m
x =	0.38	m
σud =	6.77	Tnf/m2
Vu =	4.65	Tnf
Ø Vc =	52.13	Tnf

Vu < ØVc

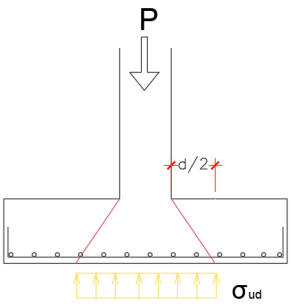
DIRECCION TRANSVERSAL



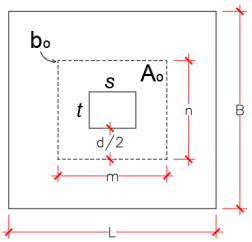
lm =	0.73	m
hz =	0.50	m
d =	0.43	m
x =	0.29	m
σud =	6.77	Tnf/m2
Vu =	3.98	Tnf
Ø Vc =	56.27	Tnf

Vu < ØVc

6.4.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



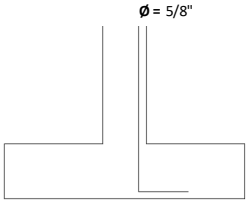
s =	0.35	m
t =	0.35	m
σud =	6.77	Tnf/m2
f'c =	210	kgf/m2
m =	0.79	m
n =	0.79	m
bo =	3.17	m
Ao =	0.63	m2



dl =	0.44	m
dt =	0.43	m
d (min) =	0.43	m
Pu =	22.22	Tnf
Vup =	17.95	Tnf
ØVcp1 =	274.68	Tnf
ØVcp2 =	185.37	Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

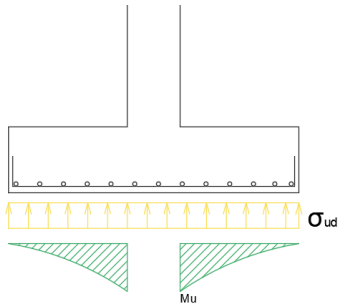


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

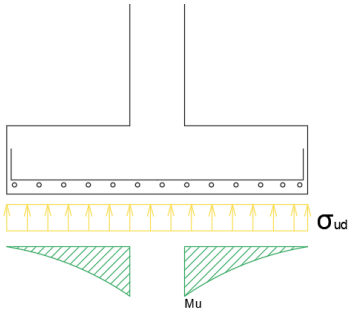
8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



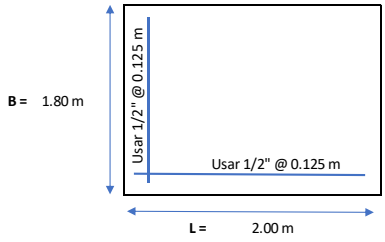
				a	As
L =	2.00 m	Mu =	4.15 Tnf.m	8.87	2.75
B =	1.80 m	b =	1.80 m	0.36	2.48
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m	0.32	2.48
hz =	0.50 m				
Lv =	0.83 m				
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	16.20 cm2		
fy =	4200 kgf/m2				
σud =	6.77 Tnf/m2	Ø =	1/2"		
		# barras =	13		
Wu =	12.18 Tnf/m			Usar :	
		s =	14.17 cm		
Mu =	4.15 Tnf.m	s =	12.50 cm	Usar 1/2" @ 0.125 m	

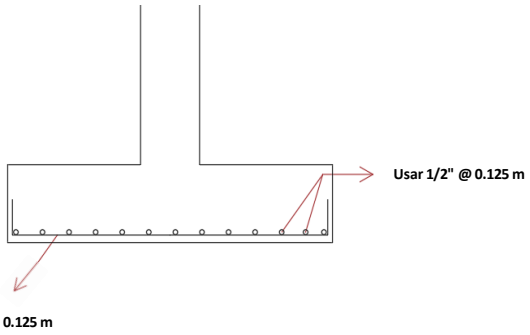
DIRECCION TRANSVERSAL



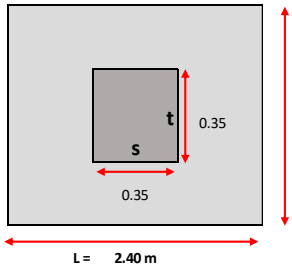
				a	As
L =	2.00 m	Mu =	3.56 Tnf.m	8.62	2.43
B =	1.80 m	L =	2.00 m	0.32	2.48
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m	0.32	2.48
hz =	0.50 m				
Lv =	0.73 m				
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	18.00 cm2		
fy =	4200 kgf/m2				
σud =	6.77 Tnf/m2	Ø =	1/2"		
		# barras =	14		
Wu =	13.53 Tnf/m			Usar :	
		s =	13.08 cm		
Mu =	3.56 Tnf.m	s =	12.50 cm	Usar 1/2" @ 0.125 m	

9. Distribucción del Refuerzo:





5. Diseño de Zapata Z5



Datos de la zapata

σt o Gt =	0.93	kgf/cm2
Kc =	1446.67	tnf/m3
f'c =	210	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
σud =	7.99	Tnf/m2
P ultima =	40.06	Tnf
Mu long =	-0.85	Tnf.m
Mu trans =	0.00	Tnf.m

6. Dimensión en altura:

6.1. Por rigidez:

$$Lm \leq 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kc * B}}$$

Lm =	1.03	m
f'c =	210	kgf/cm2
E =	2173706.5	
Kc =	1446.67	tnf/m3
B =	2.20	m
I =	0.18	m4 * (hz^3)

0.15 ≤ hz

6.2. Otro caso:

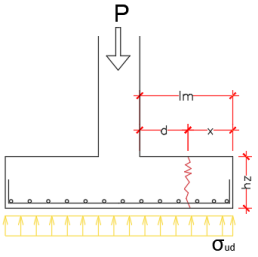
$$Lv/2 \leq hz$$

0.51 ≤ hz

USAR: **hz =** 0.50 m

6.3. Verificacion por fuerza cortante por flexión:

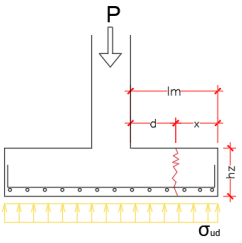
DIRECCION LONGITUDINAL



lm =	1.03	m
hz =	0.50	m
d =	0.44	m
x =	0.58	m
σud =	7.99	Tnf/m2
Vu =	10.22	Tnf
Ø Vc =	63.72	Tnf

Vu < ØVc

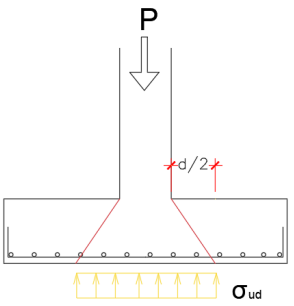
DIRECCION TRANSVERSAL



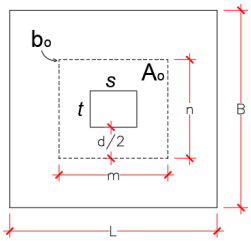
lm =	0.93	m
hz =	0.50	m
d =	0.43	m
x =	0.49	m
σud =	7.99	Tnf/m2
Vu =	9.48	Tnf
Ø Vc =	67.52	Tnf

Vu < ØVc

6.4.Verificacion por fuerza cortante por Punzonamiento:



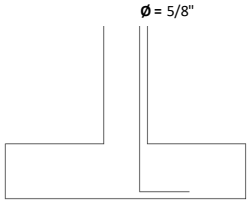
s =	0.35	m
t =	0.35	m
σud =	7.99	Tnf/m2
f'c =	210	kgf/m2
m =	0.79	m
n =	0.79	m
bo =	3.17	m
Ao =	0.63	m2



dl =	0.44	m
dt =	0.43	m
d (min) =	0.43	m
Pu =	40.06	Tnf
Vup =	35.03	Tnf
ØVcp1 =	274.68	Tnf
ØVcp2 =	185.37	Tnf

Vu < ØVc

7. Verificacion por Longitud de desarrollo:

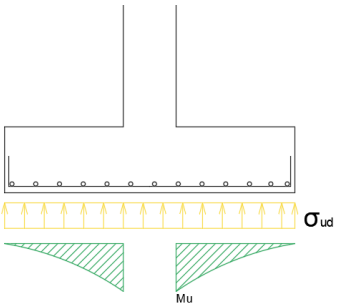


f'c =	210 kgf/m2
Ø =	5/8"
Ld =	34.97 cm
Ld =	0.35 m
hz =	0.50 m
hz > Ld	

Longitudes de desarrollo		
f'c =	210 kgf/m2	280 kgf/m2
3/8"	20.90	18.10
1/2"	27.94	24.19
5/8"	34.97	30.29
3/4"	42.01	36.38
1"	55.87	48.39

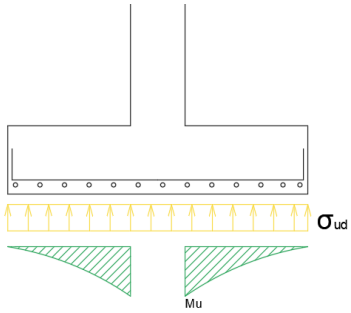
8. Diseño del refuerzo por flexión:

DIRECCION LONGITUDINAL



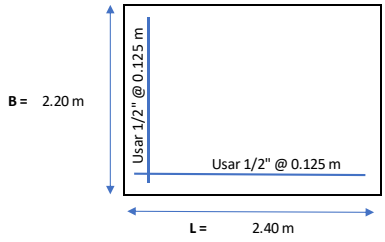
L =	2.40 m	Mu =	9.24 Tnf.m	a	As
B =	2.20 m	b =	2.20 m	8.87	6.12
dl =	0.44 m	dL =	0.44 m	0.65	5.55
hz =	0.50 m			0.59	5.54
Lv =	1.03 m				
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	19.80 cm2		
fy =	4200 kgf/m2				
σud =	7.99 Tnf/m2	Ø =	1/2"		
		# barras =	16		
Wu =	17.58 Tnf/m			Usar :	
		s =	14.00 cm		
Mu =	9.24 Tnf.m	s =	12.50 cm	Usar 1/2" @ 0.125 m	

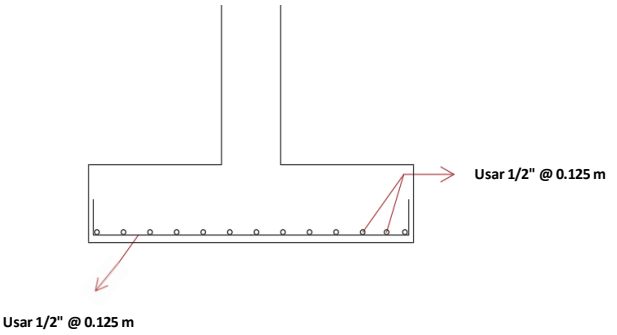
DIRECCION TRANSVERSAL



L =	2.40 m	Mu =	8.21 Tnf.m	a	As
B =	2.20 m	L =	2.40 m	8.62	5.60
dt =	0.43 m	dt =	0.43 m	0.60	5.54
hz =	0.50 m			0.59	5.54
Lv =	0.93 m				
f'c =	210 kgf/m2	Asmin =	21.60 cm2		
fy =	4200 kgf/m2				
σud =	7.99 Tnf/m2	Ø =	1/2"		
		# barras =	17		
Wu =	19.18 Tnf/m			Usar :	
		s =	13.13 cm		
Mu =	8.21 Tnf.m	s =	12.50 cm	Usar 1/2" @ 0.125 m	

9. Distribucción del Refuerzo:





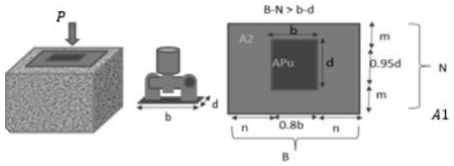
Fuente: Elaboración propia.

4.6.8 Diseño de cimentación de Tensoestructuras

Tabla 100: Diseño de Cimentación de la Tensoestructura

COLUMNA CENTRAL

ESPESOR DE PLANCHA



Pu :	19522.75	kgf
L. zapata :	160.00	cm
b :	21.00	cm
d :	20.00	cm
n :	4.10	cm
m :	3.00	cm
B :	40.00	cm
N :	40.00	cm
f'c :	210.00	kgf/cm2
A1 :	1600.00	cm2
A2 :	25600.00	cm2
fy :	2530.00	kgf/cm2

Cuando el area de soporte < area del concreto

$$P_p = (0.85\, f'_c\, A_1)\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \le 1.7\, f'_c\, A_1$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \le 2 \quad = \quad 4 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$$

Pp = 571200 kgf < 571200

Pp = 571200 kgf

$$t = \sqrt{\frac{2Pun^2}{BN\emptyset Fy}} = 0.52 \text{ cm} \qquad t = \sqrt{\frac{2Pum^2}{BN\emptyset Fy}} = 0.38 \text{ cm}$$

t a usar =	1/4	in
t a usar =	0.64	cm

DISEÑO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE SUJETADORES DE LA PLANCHA

Pu = 16324.03 kgf

ACERO ASTM A325	
fu =	6330 kgf/cm2
fv N =	3375 kgf/cm2
fv X =	4220 kgf/cm2
Ø perno =	1/2 in
Ab =	1.27 cm2

Resistencia de diseño por estado Limite de fluencia del perno de anclaje.

$\emptyset Rn = 0.75 * Fbu(0.75Ab)$

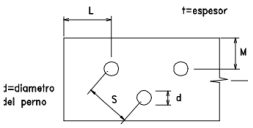
Ø rn = 4510.49 kgf
 # pernos = 4

Resistencia de diseño por estado Limite de fractura de la zona roscada.

Ø rn = 7216.78 kgf
 # pernos = 3

 # pernos final = 4

UBICACIÓN DE LOS PERNOS EN PLANCHA



M=distancia al borde paralelo al refuerzo

dirección del esfuerzo (M): (Ver Fig. 4.6)

Diámetro del perno	Bordes cizallados		bordes laminados o cortados con oxi-acetileno	
ulg.	pulg.	(mm)	pulg.	(mm)
1/2	7/8	(22)	3/4	(19)
5/8	1.1/8	(28)	7/8	(22)
3/4	1.1/4	(32)	1	(25)
7/8	1.1/2	(38)	1.1/8	(28)
	1.3/4	(34)	1.1/4	(32)
1/8	2	(50)	1.1/2	(38)
1/4	2.1/4	(56)	1.5/8	(41)
s de 1.1/4	1.75 diám.		1.25 diám.	

Ø perno = 1/2 in
t a usar = 1/4 in

A.- **Smin = 3d > 2 2/3 *d**

Smin = 3.81 cm

B.- $1.5d < Lmin \ge \frac{Pu}{(\emptyset Fu*t)}$

L > 1.91 cm
L > 13.50 cm

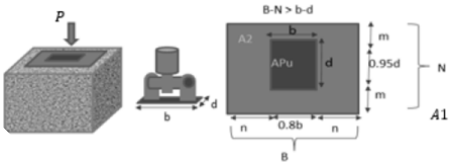
C.- **M >** 2.2 cm

D.- Distancia máxima en bordes (M)

12 t = 7.62 cm
6 in = 15.00 cm

COLUMNAS PERIMETRALES

ESPESOR DE PLANCHA



Pu :	11657.14	kgf
L. zapata :	130.00	cm
b :	21.00	cm
d :	20.00	cm
n :	4.10	cm
m :	3.00	cm
B :	25.00	cm
N :	25.00	cm
f'c :	210.00	kgf/cm2
A1 :	625.00	cm2
A2 :	16900.00	cm2
fy :	2530.00	kgf/cm2

Cuando el area de soporte < area del concreto

$$P_p = (0.85\, f'_c\, A_1)\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \le 1.7\, f'_c\, A_1$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \le 2 \quad = \quad 5.2 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$$

Pp = 223125 kgf < 223125

Pp = 223125 kgf

$$t = \sqrt{\frac{2Pun^2}{BN\emptyset Fy}} = 0.64 \text{ cm} \qquad t = \sqrt{\frac{2Pum^2}{BN\emptyset Fy}} = 0.47 \text{ cm}$$

t a usar =	1/4	in
t a usar =	0.64	cm

DISEÑO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE SUJETADORES DE LA PLANCHA

Pu = 8548.18 kgf

ACERO ASTM A325	
fu =	6330 kgf/cm2
fv N =	3375 kgf/cm2
fv X =	4220 kgf/cm2
Ø perno =	3/8 in
Ab =	0.71 cm2

Resistencia de diseño por estado Limite de fluencia del perno de anclaje.

$\emptyset Rn = 0.75 * Fbu(0.75Ab)$

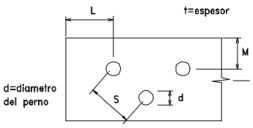
Ø rn = 2537.15 kgf
 # pernos = 4

Resistencia de diseño por estado Limite de fractura de la zona roscada.

Ø rn = 4059.44 kgf
 # pernos = 3

 # pernos final = 4

UBICACIÓN DE LOS PERNOS EN PLANCHA



M=distancia al borde paralelo al refuerzo

dirección del esfuerzo (M): (Ver Fig. 4.6)

Diámetro del perno	Bordes cizallados		bordes laminados o cortados con oxi-acetileno	
pulg.	pulg.	(mm)	pulg.	(mm)
1/2	7/8	(22)	3/4	(19)
5/8	1.1/8	(28)	7/8	(22)
3/4	1.1/4	(32)	1	(25)
7/8	1.1/2	(38)	1.1/8	(28)
1	1.3/4	(34)	1.1/4	(32)
1.1/8	2	(50)	1.1/2	(38)
1.1/4	2.1/4	(56)	1.5/8	(41)
más de 1.1/4	1.75 diám.		1.25 diám.	

Ø perno = 3/8 in
t a usar = 1/4 in

A.- **Smin = 3d > 2 2/3 *d**

Smin = 2.86 cm

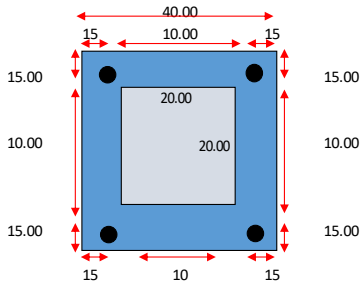
B.- $1.5d < Lmin \ge \frac{Pu}{(\emptyset Fu*t)}$

L > 1.43 cm
L > 8.06 cm

C.- **M >** 2.2 cm

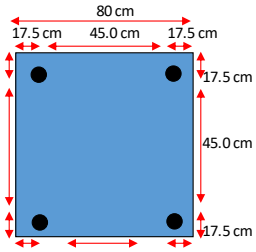
D.- Distancia máxima en bordes (M)

12 t = 7.62 cm
6 in = 15.00 cm

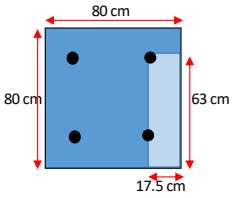


PERNOS TIPO A — **Ø perno =** 1/2 ´´ — 1.27 cm

Longitud de anclaje (Ld) = 12d =	15.24 cm
Espaciamiento minimo entre pernos (rm) = 16d =	20.32 cm
Minima distancia de borde por corte (mv) = 12d =	15.24 cm
Minima distancia de borde por traccion (5d) =	6.35 cm
Espaciamiento entre pernos (r) > rm =	20.32 cm
Distancia al borde (m) > mv =	15.24 cm



DISEÑO DE PLANCHA DE ACERO (BLOQUE DE CORTE)



Ø perno =	1/2 ´´	1.27 cm
t placa =	1/4 ´´	0.64 cm

Avg = área total en corte =	39.69 cm2
Ans = área neta en corte =	37.42 cm2
Atg = área total en tracción =	11.11 cm2
Ant = área neta en tracción =	10.66 cm2

- Fractura de tracción + Fluencia de corte:

$f P_{bc} = 0.75 (F_u A_{nt} + 0.6 F_y A_{vg})$

-Fractura de corte + Fluencia de tracción:

$f P_{bc} = 0.75 (0.6 F_u A_{ns} + F_y A_{tg})$.

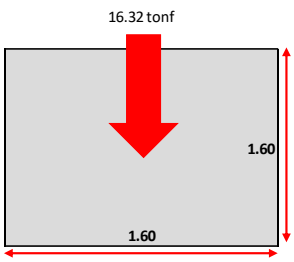
ACERO ASTM A572 gr50

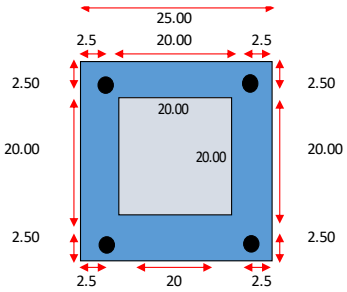
Fu =	4.08 Tn/cm2
Fy =	3.50 Tn/cm2
f Pbc =	95.12 tonf
f Pbc =	97.87 tonf
Min Fractura =	95.12 tonf
Vu =	16.32 tonf

CUMPLE

DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN POR ADHERENCIA

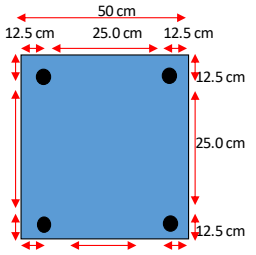
Datos Suelo	**CL**	
Df :	1.20	m
Ø fricción :	12.50	°
γ suelo :	1.54	ton/m3
Qd :	9.30	ton/m2
Qd :	6.42	ton/m2
Az =	2.54	m2
Lado =	1.59	m

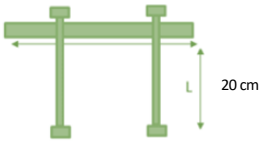




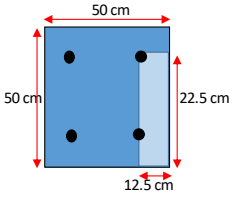
PERNOS TIPO A — **Ø perno =** 3/8 ´´ — 0.95 cm

Longitud de anclaje (Ld) = 12d =	11.43 cm
Espaciamiento minimo entre pernos (rm) = 16d =	15.24 cm
Minima distancia de borde por corte (mv) = 12d =	11.43 cm
Minima distancia de borde por traccion (5d) =	4.76 cm
Espaciamiento entre pernos (r) > rm =	15.24 cm
Distancia al borde (m) > mv =	11.43 cm





DISEÑO DE PLANCHA DE ACERO (BLOQUE DE CORTE)



Ø perno =	3/8 ´´	0.95 cm
t placa =	1/4 ´´	0.64 cm

Avg = área total en corte =	14.29 cm2
Ans = área neta en corte =	12.52 cm2
Atg = área total en tracción =	7.94 cm2
Ant = área neta en tracción =	7.58 cm2

- Fractura de tracción + Fluencia de corte:

$f P_{bc} = 0.75 (F_u A_{nt} + 0.6 F_y A_{vg})$

-Fractura de corte + Fluencia de tracción:

$f P_{bc} = 0.75 (0.6 F_u A_{ns} + F_y A_{tg})$.

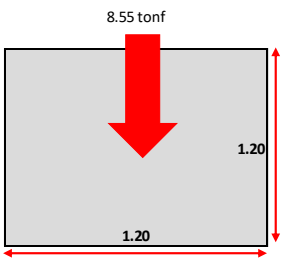
ACERO ASTM A572 gr50

Fu =	4.08 Tn/cm2
Fy =	3.50 Tn/cm2
f Pbc =	45.71 tonf
f Pbc =	43.83 tonf
Min Fractura =	43.83 tonf
Vu =	8.55 tonf

CUMPLE

DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN POR ADHERENCIA

Datos Suelo	**CL**	
Df :	1.20	m
Ø fricción :	12.50	°
γ suelo :	1.54	ton/m3
Qd :	9.30	ton/m2
Qd :	6.42	ton/m2
Az =	1.33	m2
Lado =	1.15	m



Fuente: Elaboración propia.

4.7 Diseño de elementos de acero estructural

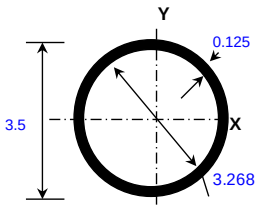
4.7.1 Diseño por carga Axial

Tabla 101: Diseño por carga axial de la columna perimetrales restaurant

DATOS DEL PERFIL

K =	1	
Longitud =	3.50	m
Pu =	8548.18	kgf
E =	2000000	kgf/m2
fy =	2530	kgf/cm2
fu =	4080	kgf/cm2

Round HSS & Pipes



HSS3.500X0.125

	HSS3.500X0.125	
A =	1.23	in.^2
O.D. =	3.5	in.
I.D. =	3.268	in.
t(nom) =	0.125	in.
t(des) =	0.116	in.
wt./ft. =	4.51	plf.
Ix = Iy =	1.77	in.^4
Sx = Sy =	1.01	in.^3
rx = ry =	1.2	in.
Zx = Zy =	1.33	in.^3
J =	3.53	in.^4
C =	2.02	in.^3

VERIFICACION RELACIÓN DE ESBELTEZ

KL/r < 120

KL/r =	114.83

RELACION ANCHO-ESPESOR

TABLE B4.1a
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Axial Compression

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_r (nonslender/slender)	Examples
9	Round HSS	D/t	$0.11\frac{E}{F_y}$	

$$\lambda = h/t_w$$

h =	3.5 in
tw =	0.125 in
λ =	28.00
λr =	86.96

λ < λr

CÁLCULO DEL ESFUERZO CRITICO DE EULER

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

KL/r =	114.83
Fe =	1497.01 kgf/m2

CÁLCULO DEL ESFUERZO CRÍTICO

a) Si $\frac{KL}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \le 2.25\right)$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y$$

b) Si $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \le 2.25\right)$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

$4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ = 113.43 **CASO B**

Fcr =	1312.87 kgf/m2
Ag =	1.23 in2
Ag =	7.94 m2

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$$

Φ Pn =	9376.45 kgf
Pu =	8548.18 kgf

Pu < Φ Pn

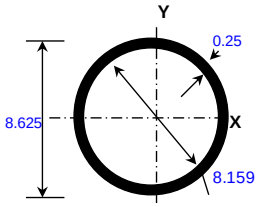
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 102: Diseño por carga axial de la columna central

COLUMNA CENTRAL

K =	1
Longitud =	8 m
Pu =	16324.03 kgf
E =	2000000 kgf/m2
fy =	2530 kgf/cm2
fu =	4080 kgf/cm2

Round HSS & Pipes



HSS8.625X0.250

	HSS8.625X0.250	
A =	6.14	in.^2
O.D. =	8.625	in.
I.D. =	8.159	in.
t(nom) =	0.25	in.
t(des) =	0.233	in.
wt./ft. =	22.38	plf.
Ix = Iy =	54.1	in.^4
Sx = Sy =	12.5	in.^3
rx = ry =	2.97	in.
Zx = Zy =	16.4	in.^3
J =	108	in.^4
C =	25.1	in.^3

VERIFICACION RELACIÓN DE ESBELTEZ

KL/r < 120

KL/r = 106.05

RELACION ANCHO-ESPESOR

TABLE B4.1a
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Axial Compression

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_r (nonslender/slender)	Examples
9	Round HSS	D/t	$0.11\frac{E}{F_y}$	

h = 8.625 in
tw = 0.25 in

$$\lambda = h/t_w$$

λ = 34.50
λr = 86.96

CÁLCULO DEL ESFUERZO CRITICO DE EULER

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

KL/r = 106.05
Fe = 1755.21 kgf/m2

CÁLCULO DEL ESFUERZO CRÍTICO

a) Si $\frac{KL}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \le 2.25\right)$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y$$

b) Si $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \le 2.25\right)$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

$4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ = 113.43 **CASO A**

Fcr = 1383.91 kgf/m2

Ag = 6.14 in2
Ag = 39.61 m2

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$$

Φ Pn = 49338.52 kgf
Pu = 16324.03 kgf

Pu < Φ Pn

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 103: Diseño por carga axial de Montantes de tribunas

DISEÑO A TRACCIÓN

MONTANTES

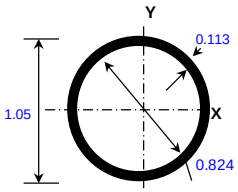
1. MATERIAL DEL ELEMENTO

ASTM A500 GRADO A

Ø =	0.90	
ϕ =	0.75	
fy =	2280.00	kg/cm2
fu =	3100.00	kg/cm2
E =	2000000	kgf/cm2
K =	1	
Longitud =	0.76	m
Tu =	3379.90	kg
Cu =	1398.11	kgf

2. PERFIL DE ACERO A UTILIZAR

Round HSS & Pipes



TUBO LAC 3/4" (3mm)

	TUBO LAC 3/4" (3mm)	
A =	0.31	in.^2
O.D. =	1.05	in.
I.D. =	0.824	in.
t(nom) =	0.113	in.
t(des) =	0.105	in.
wt./ft. =	1.13	plf.
Ix = Iy =	0.035	in.^4
Sx = Sy =	0.0671	in.^3
rx = ry =	0.336	in.
Zx = Zy =	0.0942	in.^3
J =	0.07	in.^4
C =	---	in.^3

3. ESTADO LIMITE DE FLUENCIA

$$Pu \leq \emptyset Pn$$

$$Pu \leq \emptyset * fy * Ag$$

Tu = 3379.90 kg

Ag ≥ 1.65 cm2

Ag ≥ 0.26 in2

Ag a utilizar = 0.31 in2

Ag a utilizar = 2.00 cm2 **CUMPLE**

4. ESTADO LIMITE DE FRACTURA

$$Pu \leq \emptyset * fu * Ae$$

$$\frac{Pu * fu}{\emptyset} \leq Ae$$

Tu = 3379.90 kg

Ae ≥ 1.45 cm2

Ae ≥ 0.23 in2

Ae a utilizar = 0.31 in2

Ae a utilizar = 2.00 cm2 **CUMPLE**

5. VERIFICACIÓN DE RESULTADOS

5.1. VERIFICACIÓN DE ESBELTEZ

$$\frac{Kl}{r} \leq 300$$

k = 1 (Para elementos a tracción)

L = 1.18 m

r ≥ 0.0039 m

r utilizado = 0.336 in

r utilizado = 0.0085 m **CUMPLE**

5.1. VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS

Pu = 4103.99 kg

Pu (actuante) < P ultima **CUMPLE**

eficiencia : 82%

DISEÑO A COMPRESIÓN

6. RELACION ANCHO-ESPESOR

TABLE B4.1a
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Axial Compression

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λr (nonslender/slender)	Examples
9	Round HSS	D/t	$0.11\frac{E}{F_y}$	

$\lambda = h/t_w$

h = 1.05 in

tw = 0.113 in

λ = 9.29

λr = 96.49

λ < λr

7. VERIFICACION RELACIÓN DE ESBELTEZ

KL/r < 120

KL/r = 89.05

8. CÁLCULO DEL ESFUERZO CRITICO DE EULER

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

KL/r = 89.05

Fe = 2489.14 kgf/cm2

9.CÁLCULO DEL ESFUERZO CRÍTICO

a) Si $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25\right)$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y$$

b) Si $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25\right)$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

$4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ = 113.43 **CASO A**

Fcr = 1553.94 kgf/cm2

Ag = 0.31 in2

Ag = 2.00 cm2

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$$

Φ Pn = 2797.08 kgf

Pu = 1398.11 kgf

Pu < Φ Pn

eficiencia : 50%

Tabla 104: Diseño por carga axial de diagonales de tribunas

DISEÑO A TRACCIÓN

DIAGONALES

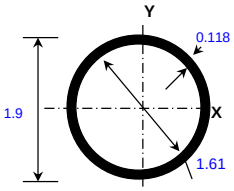
1. MATERIAL DEL ELEMENTO

ASTM A500 GRADO A

Ø =	0.90	
ϕ =	0.75	
fy =	2280.00	kg/cm2
fu =	3100.00	kg/cm2
E =	2000000	kg/cm2
K =	1	
Longitud =	1.63	m
Tu =	3704.77	kg
Cu =	4298.14	kgf

2. PERFIL DE ACERO A UTILIZAR

Round HSS & Pipes



TUBO LAC 1 1/2" (3mm)

	TUBO LAC 1 1/2" (3mm)	
A =	0.66	in.^2
O.D. =	1.9	in.
I.D. =	1.61	in.
t(nom) =	0.118	in.
t(des) =	0.108	in.
wt./ft. =	2.72	plf.
Ix = Iy =	0.293	in.^4
Sx = Sy =	0.309	in.^3
rx = ry =	0.626	in.
Zx = Zy =	0.421	in.^3
J =	0.586	in.^4
C =	---	in.^3

3. ESTADO LIMITE DE FLUENCIA

$$Pu \leq \emptyset Pn$$

$$Pu \leq \emptyset * fy * Ag$$

Tu =	3704.77	kg
Ag ≥	1.81	cm2
Ag ≥	0.28	in2
Ag a utilizar =	0.66	in2
Ag a utilizar =	4.26	cm2

CUMPLE

4. ESTADO LIMITE DE FRACTURA

$$Pu \leq \emptyset * fu * Ae$$

$$\frac{Pu * fu}{\emptyset} \leq Ae$$

Tu =	3704.77	kg
Ae ≥	1.59	cm2
Ae ≥	0.25	in2
Ae a utilizar =	0.66	in2
Ae a utilizar =	4.26	cm2

CUMPLE

5. VERIFICACIÓN DE RESULTADOS

5.1. VERIFICACIÓN DE ESBELTEZ

$$\frac{Kl}{r} \leq 300$$

k =	1	(Para elementos a tracción)	
L =	1.63	m	
r ≥	0.0054	m	
r utilizado =	0.626	in	
r utilizado =	0.0159	m	

CUMPLE

5.1. VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS

Pu = 8745.49 kg

Pu (actuante) < P ultima — CUMPLE

eficiencia :	42%

DISEÑO A COMPRESIÓN

6. RELACION ANCHO-ESPESOR

TABLE B4.1a
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Axial Compression

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λr (nonslender/slender)	Examples
9	Round HSS	D/t	$0.11\frac{E}{F_y}$	

$\lambda = h/t_w$

h =	1.9	in
tw =	0.118	in
λ =	16.10	
λr =	96.49	

λ < λr

7. VERIFICACION RELACIÓN DE ESBELTEZ

KL/r < 120

KL/r =	102.70

8. CÁLCULO DEL ESFUERZO CRITICO DE EULER

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

KL/r =	102.70	
Fe =	1871.43	kgf/cm2

9.CÁLCULO DEL ESFUERZO CRÍTICO

a) Si $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25\right)$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y$$

b) Si $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25\right)$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

$4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ = 133.68 — CASO A

Fcr =	1369.23	kgf/cm2
Ag =	0.66	in2
Ag =	4.26	cm2

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$$

Φ Pn =	5252.01	kgf
Pu =	4298.14	kgf

Pu < Φ Pn

eficiencia :	82%

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 105: Diseño por carga axial de Brida inferior de tribunas

DISEÑO A TRACCIÓN

BRID. INF.

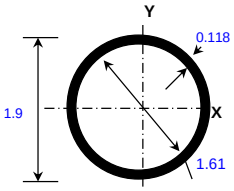
1. MATERIAL DEL ELEMENTO

ASTM A500 GRADO A

Ø =	0.90	
ϕ =	0.75	
fy =	2280.00	kg/cm2
fu =	3100.00	kg/cm2
E =	2000000	kgf/cm2
K =	1	
Longitud =	1.18	m
Tu =	2875.04	kg
Cu =	5983.60	kgf

2. PERFIL DE ACERO A UTILIZAR

Round HSS & Pipes



TUBO LAC 1 1/2" (3mm)

	TUBO LAC 1 1/2" (3mm)	
A =	0.66	in.^2
O.D. =	1.9	in.
I.D. =	1.61	in.
t(nom) =	0.118	in.
t(des) =	0.108	in.
wt./ft. =	2.72	plf.
Ix = Iy =	0.293	in.^4
Sx = Sy =	0.309	in.^3
rx = ry =	0.626	in.
Zx = Zy =	0.421	in.^3
J =	0.586	in.^4
C =	---	in.^3

3. ESTADO LIMITE DE FLUENCIA

$$Pu \leq \emptyset Pn$$

$$Pu \leq \emptyset * fy * Ag$$

Tu = 2875.04 kg

Ag ≥ 1.40 cm2

Ag ≥ 0.22 in2

Ag a utilizar = 0.66 in2

Ag a utilizar = 4.26 cm2

CUMPLE

4. ESTADO LIMITE DE FRACTURA

$$Pu \leq \emptyset * fu * Ae$$

$$\frac{Pu * fu}{\emptyset} \leq Ae$$

Tu = 2875.04 kg

Ae ≥ 1.24 cm2

Ae ≥ 0.19 in2

Ae a utilizar = 0.66 in2

Ae a utilizar = 4.26 cm2

CUMPLE

5. VERIFICACIÓN DE RESULTADOS

5.1. VERIFICACIÓN DE ESBELTEZ

$$\frac{Kl}{r} \leq 300$$

k = 1 (Para elementos a tracción)

L = 1.18 m

r ≥ 0.0039 m

r utilizado = 0.626 in

r utilizado = 0.0159 m

CUMPLE

5.1. VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS

Pu = 8745.49 kg

Pu (actuante) < P ultima

CUMPLE

eficiencia : 33%

DISEÑO A COMPRESIÓN

6. RELACION ANCHO-ESPESOR

TABLE B4.1a
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Axial Compression

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λr (nonslender/slender)	Examples
9	Round HSS	D/t	$0.11\frac{E}{F_y}$	

$\lambda = h/t_w$

h = 1.9 in

tw = 0.118 in

λ = 16.10

λr = 96.49

λ < λr

7. VERIFICACION RELACIÓN DE ESBELTEZ

KL/r < 120

KL/r = 74.21

8. CÁLCULO DEL ESFUERZO CRITICO DE EULER

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

KL/r = 74.21

Fe = 3584.11 kgf/cm2

9.CÁLCULO DEL ESFUERZO CRÍTICO

a) Si $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25\right)$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y$$

b) Si $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25\right)$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

$4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ = 133.68 CASO A

Fcr = 1747.03 kgf/cm2

Ag = 0.66 in2

Ag = 4.26 cm2

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$$

Φ Pn = 6701.17 kgf

Pu = 5983.60 kgf

Pu < Φ Pn

eficiencia : 89%

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 106: Diseño por carga axial de Brida superior de tribunas

DISEÑO A TRACCIÓN

BRID. SUP.

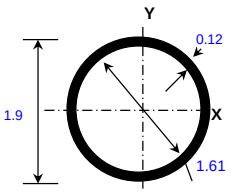
1. MATERIAL DEL ELEMENTO

ASTM A500 GRADO A

Ø =	0.90	
ϕ =	0.75	
fy =	2280.00	kg/cm2
fu =	3100.00	kg/cm2
E =	2000000	kgf/cm2
K =	1	
Longitud =	1.18	m
Tu =	3988.56	kg
Cu =	3852.63	kgf

2. PERFIL DE ACERO A UTILIZAR

Round HSS & Pipes



TUBO LAC 1 1/2" (3mm)

	TUBO LAC 1 1/2" (3mm)	
A =	0.66	in.^2
O.D. =	1.9	in.
I.D. =	1.61	in.
t(nom) =	0.118	in.
t(des) =	0.108	in.
wt./ft. =	2.72	plf.
Ix = Iy =	0.293	in.^4
Sx = Sy =	0.309	in.^3
rx = ry =	0.626	in.
Zx = Zy =	0.421	in.^3
J =	0.586	in.^4
C =	---	in.^3

3. ESTADO LIMITE DE FLUENCIA

$$Pu \leq \emptyset Pn$$

$$Pu \leq \emptyset * fy * Ag$$

Tu = 3988.56 kg

Ag ≥ 1.94 cm2

Ag ≥ 0.30 in2

Ag a utilizar = 0.66 in2

Ag a utilizar = 4.26 cm2 **CUMPLE**

4. ESTADO LIMITE DE FRACTURA

$$Pu \leq \emptyset * fu * Ae$$

$$\frac{Pu * fu}{\emptyset} \leq Ae$$

Tu = 3988.56 kg

Ae ≥ 1.72 cm2

Ae ≥ 0.27 in2

Ae a utilizar = 0.66 in2

Ae a utilizar = 4.26 cm2 **CUMPLE**

5. VERIFICACIÓN DE RESULTADOS

5.1. VERIFICACIÓN DE ESBELTEZ

$$\frac{Kl}{r} \leq 300$$

k = 1 (Para elementos a tracción)

L = 1.18 m

r ≥ 0.0039 m

r utilizado = 0.626 in

r utilizado = 0.0159 m **CUMPLE**

5.1. VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS

Pu = 8745.49 kg

Pu (actuante) < P ultima **CUMPLE**

eficiencia : 46%

DISEÑO A COMPRESIÓN

6. RELACION ANCHO-ESPESOR

TABLE B4.1a
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Axial Compression

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λr (nonslender/slender)	Examples
9	Round HSS	D/t	$0.11\frac{E}{F_y}$	

$\lambda = h/t_w$

h = 1.9 in

tw = 0.118 in

λ = 16.10

λr = 96.49

λ < λr

7. VERIFICACION RELACIÓN DE ESBELTEZ

KL/r < 120

KL/r = 73.90

8. CÁLCULO DEL ESFUERZO CRITICO DE EULER

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

KL/r = 73.90

Fe = 3614.68 kgf/cm2

9.CÁLCULO DEL ESFUERZO CRÍTICO

a) Si $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25\right)$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y$$

b) Si $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25\right)$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

$4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ = 133.68 **CASO A**

Fcr = 1750.97 kgf/cm2

Ag = 0.66 in2

Ag = 4.26 cm2

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$$

Φ Pn = 6716.27 kgf

Pu = 3852.63 kgf

Pu < Φ Pn

eficiencia : 57%

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 107: Diseño por carga axial de Montantes Principal de tribunas

DISEÑO A TRACCIÓN

MONT. PRINC.

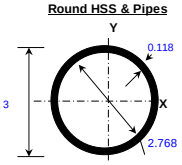
1. MATERIAL DEL ELEMENTO

ASTM A500 GRADO A

Ø =	0.90	
ϕ =	0.75	
fy =	2280.00	kg/cm2
fu =	3100.00	kg/cm2
E =	2000000	kg/cm2
K =	1	
Longitud =	1.05	m
Tu =	306.93	kg
Cu =	7200.51	kgf
Mu =	1314.19	kgf.m

2. PERFIL DE ACERO A UTILIZAR

Round HSS & Pipes



TUBO LAC 3" (3mm)

	TUBO LAC 3" (3mm)	
A =	1.07	in.^2
O.D. =	3	in.
I.D. =	2.768	in.
t(nom) =	0.118	in.
t(des) =	0.112	in.
wt./ft. =	3.84	plf.
Ix = Iy =	1.09	in.^4
Sx = Sy =	0.73	in.^3
rx = ry =	1.02	in.
Zx = Zy =	0.965	in.^3
J =	2.19	in.^4
C =	1.46	in.^3

3. ESTADO LIMITE DE FLUENCIA

$$Pu \leq \emptyset Pn$$

$$Pu \leq \emptyset * fy * Ag$$

Tu = 306.93 kg

Ag ≥ 0.15 cm2

Ag ≥ 0.02 in2

Ag a utilizar = 1.07 in2

Ag a utilizar = 6.89 cm2 CUMPLE

4. ESTADO LIMITE DE FRACTURA

$$Pu \leq \emptyset * fu * Ae$$

$$\frac{Pu * fu}{\emptyset} \leq Ae$$

Tu = 306.93 kg

Ae ≥ 0.13 cm2

Ae ≥ 0.02 in2

Ae a utilizar = 1.07 in2

Ae a utilizar = 6.89 cm2 CUMPLE

5. VERIFICACIÓN DE RESULTADOS

5.1. VERIFICACIÓN DE ESBELTEZ

$$\frac{Kl}{r} \leq 300$$

k = 1 (Para elementos a tracción)

L = 1.18 m

r ≥ 0.0039 m

r utilizado = 1.02 in

r utilizado = 0.0259 m CUMPLE

5.1. VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS

Pu = 14143.95 kg

Pu (actuante) < P ultima CUMPLE

eficiencia : 2%

DISEÑO A COMPRESIÓN

6. RELACION ANCHO-ESPESOR

TABLE B4.1a
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Axial Compression

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λr (nonslender/slender)	Examples
9	Round HSS	D/t	$0.11\frac{E}{F_y}$	

$\lambda = h/t_w$

h = 3 in

tw = 0.118 in

λ = 25.42

λr = 96.49

λ < λr

7. VERIFICACION RELACIÓN DE ESBELTEZ

KL/r < 120

KL/r = 40.53

8. CÁLCULO DEL ESFUERZO CRITICO DE EULER

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

KL/r = 40.53

Fe = 12017.63 kgf/cm2

9.CÁLCULO DEL ESFUERZO CRÍTICO

a) Si $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25\right)$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y$$

b) Si $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25\right)$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

$4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ = 113.43 CASO A

Fcr = 2105.95 kgf/cm2

Ag = 1.07 in2

Ag = 6.89 cm2

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$$

Φ Pn = 13064.24 kgf

Pu = 7200.51 kgf

Pu < Φ Pn

eficiencia : 55%

10. METODO DE LONGITUD EFECTIVA

$$P_{e1} = \frac{EI^*}{(K_1 L)^2}$$

Ix = Iy = 1.09 in.^4

Ix = Iy = 0.0000045 m4

EI = 90738.45 Kg.m2

K = 1.00

L = 1.05

Pe1 = 82302.45 Kg

11. CURVATURA SIMPLE

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha\frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1.0$$

Cm = 1.09

a = 1.00

Pr = 13064.24 kgf

Pe1 = 82302.45 kgf

B1 = 1.29

12. Pc = Ø Pn = Ø Fy Ag

Pc = 14143.95 kg

13. Comprobación

Si $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$,

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

y si $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$,

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

Pr/Pc = 0.92

Pr/2Pc + (Mrx/Mcx+Mry/Mcy) < 1,0

0.46 < 1,0

Fuente: Elaboración propia.

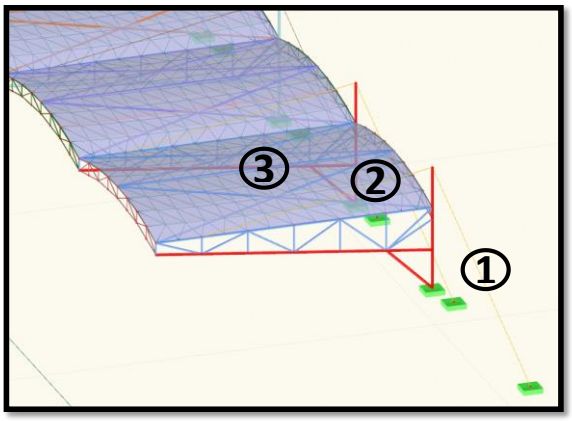
4.7.2 Diseño de cables

Tabla 108: Diseño de cables

DISEÑO DE CABLES

Se considero factor de seguridad: 2

# N	DESCRIPCION	Pu	Pu	FS * Pu	Ø Cable
1	CABLE A COLUMNA	5105.03 kgf	5.11 Tonf	10.21 Tonf	1/2"
2	CABLE SOSTEN DE TIJERAL	1889.30 kgf	1.89 Tonf	3.78 Tonf	1/2"
3	CABLE COBERTURA	362.20 kgf	0.36 Tonf	0.72 Tonf	1/4"

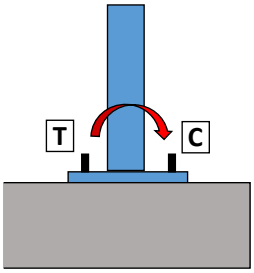


DIAMETRO NOMINAL		CONSTRUCCIONES NORMALES DE FABRICACION	PESO aprox.	RESISTENCIA A LA RUPTURA MINIMA GARANTIZADA EN TONELADAS METRICAS
mm	Pulgadas	Código	Kg por metro	Acero de Arado Mejorado Galvanizado
6.50	1/4	CA-58 CA-60	0.170	2.670
8.00	5/16	CA-58 CA-60	0.270	4.160
9.00	—	CA-58 CA-60	0.330	5.140
9.50	3/8	CA-56	0.390	5.950
11.00	7/16	CA-56	0.520	8.070
13.00	1/2	CA-56	0.680	10.400
14.50	9/16	CA-56	0.880	13.200
16.00	5/8	CA-56	1.070	16.200
18.00	—	CA-56	1.320	20.500
19.00	3/4	CA-56	1.550	23.200
22.00	7/8	CA-56	2.110	31.400
24.00	—	CA-56	2.300	36.400
26.00	1"	CA-56	2.750	40.700
29.00	1 1/8	CA-56	3.480	51.300
32.00	1 1/4	CA-56 CA-62 CA-64	4.300	63.000
35.00	1 3/8	CA-56 CA-62 CA-64	5.210	75.700
38.00	1 1/2	CA-56 CA-62 CA-64	6.190	89.700
42.00	1 5/8	CA-56 CA-62 CA-64	7.260	104.000
45.00	1 3/4	CA-64 CA-66	8.440	121.000
48.00	1 7/8	CA-66	9.670	138.000
52.00	2"	CA-66	11.000	156.000
54.00	2 1/8	CA-66	12.400	174.000
57.00	2 1/4	CA-66	13.900	195.000
61.00	2 3/8	CA-66	15.500	217.000

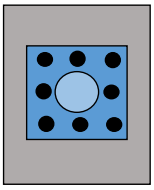
4.7.3 Diseño de conexiones

Tabla 109: Diseño de anclaje montante principal de tribuna

DISEÑO DE CONEXIÓN A TRACCIÓN Y COMPRESIÓN



Ø barra =	2	"
Ø barra =	5.08	cm
M max =	1314.19	kgf
Pu perno max =	25869.87	kgf



PERNO A325

Ø Pn = 0.75 * fu * Ab

Ø perno =	1/2	"
Ab =	1.27	cm2
fu =	6330.00	kgf/cm2
Ø Pn =	6053.06	kgf
# pernos =	4	por lado

DISEÑO DE PLACA DE CONEXIÓN

DESGARRAMIENTO POR EFECTO DE LOS PERNOS

$$Tup = \frac{Tu}{N * pernos}$$

$$Vup = \frac{Vu}{N * pernos}$$

$$T = Tup + CVup$$

Tu =	7.20 tonf
Vu =	3.56 tonf

Ø perno =	1/2 ´´
Ø perno =	1.27 cm
At =	1.27 cm2
fy =	2.53 tonf/cm2
At * fy =	3.20 tonf

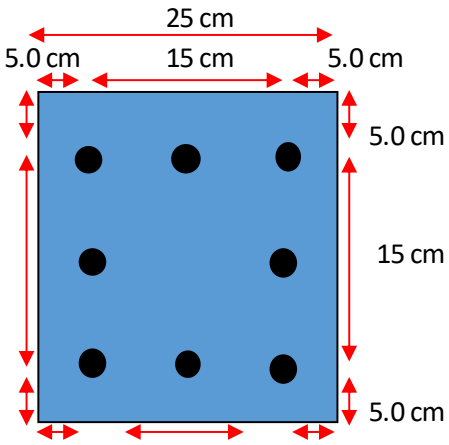
ACERO ASTM A307

# pernos =	8
Tu (x perno) =	0.90 tonf
Vu (x perno) =	0.45 tonf
C =	1.85
T* =	1.72 tonf

CUMPLE

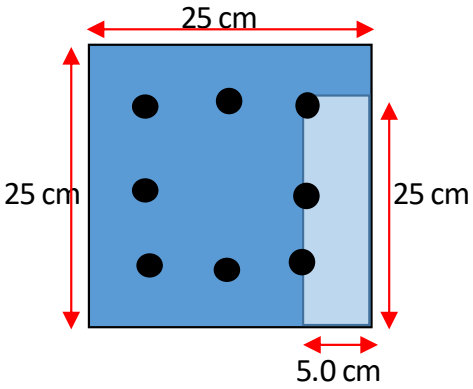
PERNOS TIPO D | **Ø perno =** 1/2 ´´ | 1.27 cm

Longitud de anclaje (Ld) = 12d =	15.24 cm
Espaciamiento minimo entre pernos (rm) = 16d =	20.32 cm
Minima distancia de borde por corte (mv) = 12d =	15.24 cm
Minima distancia de borde por traccion (mt) = 5d =	6.35 cm
Espaciamiento entre pernos (r) < rm =	20.32 cm
Distancia al borde (m) > mv =	6.35 cm



7.(

DESGARRAMIENTO POR EFECTO DE LOS PERNOS



Ø perno =	1/2 ´´	1.27 cm
t placa =	1/4 ´´	0.64 cm

Avg = área total en corte =	15.88 cm2
Ans = área neta en corte =	13.60 cm2
Atg = área total en tracción =	3.18 cm2
Ant = área neta en tracción =	2.72 cm2

- Fractura de tracción + Fluencia de corte:

$f\,P_{bc} = 0.75\,(F_u\,A_{nt} + 0.6F_y\,A_{vg})$

-Fractura de corte + Fluencia de tracción:

$f\,P_{bc} = 0.75\,(0.6F_u\,A_{ns} + F_y\,A_{tg})$.

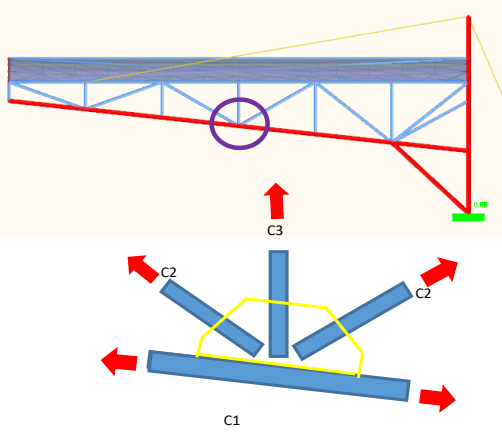
ACERO ASTM A36

Fu =	2.53 Tn/cm2
Fy =	3.50 Tn/cm2
f Pbc =	30.17 tonf
f Pbc =	23.82 tonf
Min Fractura =	23.82 tonf
Vu =	3.56 tonf

CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 110: Diseño de cartelas de conexión



Nom.	Perfil		D (cm)
C1	TUBO LAC 1 1/2" (3mm)		3.81
C2	TUBO LAC 1 1/2" (3mm)		3.81
C3	TUBO LAC 3/4" (3mm)		1.91
	t (cm)	A (cm2)	Axial (kg)
C1	0.03	4.26	5983.60
C2	0.03	4.26	3704.77
C3	0.03	2.00	3379.90

ASTM A500 GRADO A		
fy =	2280.00	kgf/cm2
fu =	3100.00	
lw =	5.00	cm
w C1 =	5.68	cm
w C2 =	5.68	cm
w C3 =	2.69	cm

RESISTENCIA DE LOS PERFILES

1. Verificación de Rotura por Desgarro

$$N_i^* = 0{,}9\,A_n f_{ui}\left(1-\frac{1}{\left[1+\left(\frac{L_w}{w}\right)^{2,4}\right]^{5,7}}\right)$$

#	Fuerza axial		
	Resistente	Actuante	
C1	11376.34	5983.60	CUMPLE
C2	11376.34	3704.77	CUMPLE
C3	5579.62	3379.90	CUMPLE

2. Verificación de Rotura Circunferencial

$$N_i^* = 0{,}9\left(A_{nt} f_{ui} + 0{,}58 A_{gv}\left(\frac{f_{yi}+f_{ui}}{2}\right)\right)$$

#	Fuerza axial		
	Resistente	Actuante	
C1	17875.33	5983.60	CUMPLE
C2	17875.33	3704.77	CUMPLE
C3	8388.34	3379.90	CUMPLE

3. Verficación de Fluencia por tracción

$$\phi Rn = \phi F_y A_g \qquad \phi = 0.90$$

#	Fuerza axial		
	Resistente	Actuante	
C1	8745.49	5983.60	CUMPLE
C2	8745.49	3704.77	CUMPLE
C3	4103.99	3379.90	CUMPLE

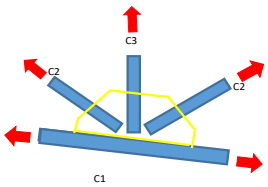
3. Verficación por Fractura por tensión

$$\phi Rn = \phi F_U A_e \qquad \phi = 0.75$$
$$A_e = U A_n$$

#	Fuerza axial		
	Resistente	Actuante	
C1	9909.00	5983.60	CUMPLE
C2	9909.00	3704.77	CUMPLE
C3	4649.99	3379.90	CUMPLE

II. DIMENSIONAMIENTO DE LA PLACA DE CONEXIÓN

METODO DE WITHMORE



ACERO ASTM A36

fy =	2530	kgf/cm2
fu =	4080	kgf/cm2

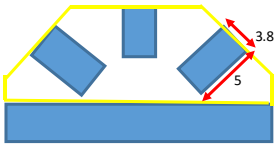
Pu < Ø fy lw t

**5 cm de soldadura*

	Pu (kg)	1 CARTELA	t (mm)	lw (cm)	Ø fy lw t
C1	5983.60	5983.60	4.00	9.58	8728.65
C2	3704.77	3704.77	4.00	9.58	8728.65
C3	3379.90	3379.90	4.00	7.68	6993.58

t final =	4	mm

METODO DE BLOQUE DE CORTE



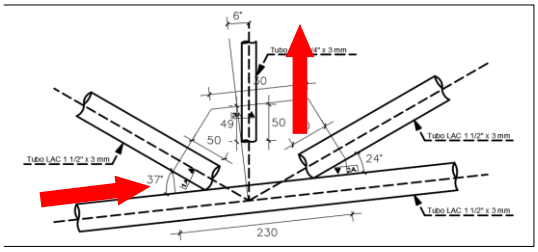
Pu < Ø (0.6*fu*Anv + Ubs*fu*Ant) < Ø*(Ø*fy*Agv+Ubs*fu*Ant)

5983.60 **< 40024.8** **(t) <** **23043.60 *(t)**

t >	0.26	cm
t final =	4.00	cm

t final =	4.00	mm

Verificaciones de diseño



θ C3 =	6.00	
θ C2 =	37.00	
θ C2 =	24.00	
Vu =	6696.54	kg
Tu =	7097.84	kg

1.Verificación de Fluencia por Tensión

$$\phi Rn = \phi F_y A_g$$

Ø Rn	Ru
20948.40	7097.84
	CUMPLE

1.Verificación de Fluencia por Cortante

$$\phi Rn = \phi 0.6 F_y A_g$$

Ø Rn	Ru
7286.40	6696.54
	CUMPLE

2.Verificación de Fractura por Tensión

$$\phi Rn = \phi F_U A_e$$

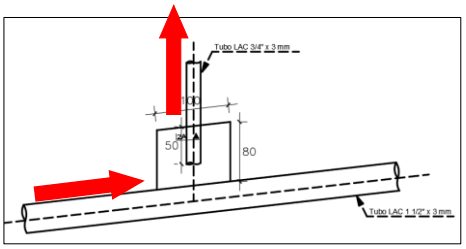
Ø Rn	Ru
9398.49	7097.84
	CUMPLE

2.Verificación de Fractura por Cortante

$$\phi Rn = \phi F_U A_e$$

Ø Rn	Ru
14688.00	6696.54
	CUMPLE

Detalle Unión 2



θ C3 =	6.00	
Vu =	353.30	kg
Tu =	3361.38	kg

1.Verificación de Fluencia por Tensión

$$\phi Rn = \phi F_y A_g$$

Ø Rn	Ru
9108.00	3361.38
	CUMPLE

1.Verificación de Fluencia por Cortante

$$\phi Rn = \phi 0.6 F_y A_g$$

Ø Rn	Ru
4857.60	353.30
	CUMPLE

2.Verificación de Fractura por Tensión

$$\phi Rn = \phi F_U A_e$$

Ø Rn	Ru
12240.00	3361.38
	CUMPLE

2.Verificación de Fractura por Cortante

$$\phi Rn = \phi 0.6 F_u A_{nv}$$

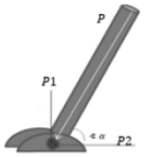
Ø Rn	Ru
2203.20	353.30
	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

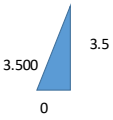
Tabla 111: Diseño de conexiones en apoyos

DISEÑO DE PIN POR CORTE

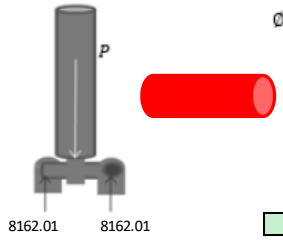
COLUMNA CENTRAL



P =	16324.03	kgf
alfa =	90.00	°
P1 =	16324.03	kgf
P2 =	0.00	kgf

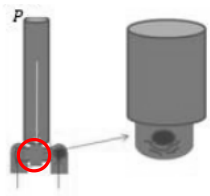


DISEÑO POR CORTE DEL PIN DE UNIÓN (DIRECTA DE LA COLUMNA)



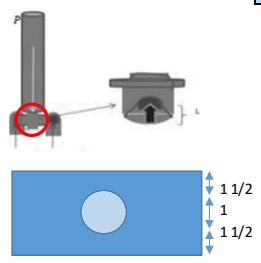
ACERO ASTM A36		
$ØR_n = 0.65(0.60Fbu) * m * Ab$		
Ø =	1	"
Ab =	0.79	in2
Ab =	5.07	cm2
m =	1.00	
Fbu =	4.08	Tn/cm2
Φ Rn =	8869.00	kgf
CUMPLE		

APLASTAMIENTO EN EL BORDE DE LA PERFORACIÓN (DIRECTA DE LA COLUMNA)



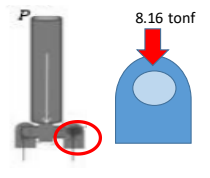
ACERO ASTM A36		
Fbu =	4.08	Tn/cm2
φ =	0.75	
Ø perno =	1 ´´	2.54 cm
e placa =	1/2 ´´	1.27 cm
$Ør_n = Ø * 2{,}4 * F_u * d * t$		
Ø rn =	23.69	tonf
ru =	16.32	tonf
ru < Ø rn		

DESGARRAMIENTO POR EFECTO DE LOS PERNOS (DIRECTA DE LA COLUMNA)



ACERO ASTM A36		
Fbu =	4.08	Tn/cm2
φ =	0.75	
lc =	1 1/2 ´´	3.81 cm
e placa =	1/2 ´´	1.27 cm
$Ør_n = Ø * 1{,}2 * F_u * l_c * t$		
Ø rn =	17.77	tonf
ru =	16.32	tonf
ru < Ø rn		

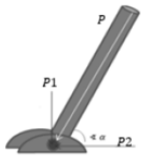
APLASTAMIENTO EN EL BORDE DE LA PERFORACIÓN (ARGOLLA PARTE BAJA)



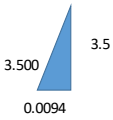
ACERO ASTM A36		
Fbu =	4.08	Tn/cm2
φ =	0.75	
Ø perno =	1 ´´	2.54 cm
e placa =	1/4 ´´	0.64 cm
$Ør_n = Ø * 2{,}4 * F_u * d * t$		
Ø rn =	11.85	tonf
ru =	8.16	tonf
ru < Ø rn		

DISEÑO DE PIN POR CORTE

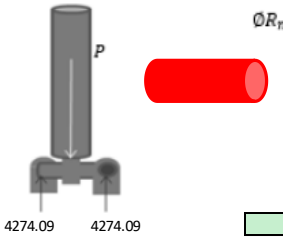
COLUMNAS PERIMETRALES



P =	8548.18	kgf
alfa =	90.00	°
P1 =	8548.18	kgf
P2 =	0.00	kgf

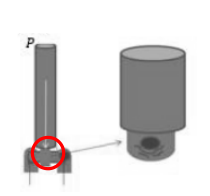


DISEÑO POR CORTE DEL PIN DE UNIÓN (DIRECTA DE LA COLUMNA)



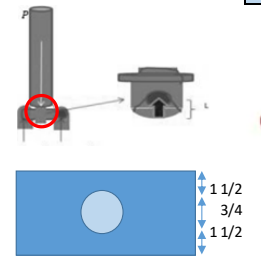
ACERO ASTM A36		
$ØR_n = 0.65(0.60Fbu) * m * Ab$		
Φ =	3/4	"
Ab =	0.44	in2
Ab =	2.85	cm2
m =	1.00	
Fbu =	4.08	Tn/cm2
Φ Rn =	4535.29	kgf
CUMPLE		

APLASTAMIENTO EN EL BORDE DE LA PERFORACIÓN (DIRECTA DE LA COLUMNA)



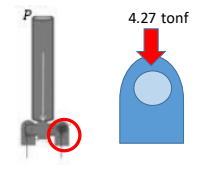
ACERO ASTM A36		
Fbu =	4.08	Tn/cm2
φ =	0.75	
Ø perno =	3/4 ´´	1.91 cm
e placa =	1/4 ´´	0.64 cm
$Ør_n = Ø * 2{,}4 * F_u * d * t$		
Ø rn =	8.88	tonf
ru =	8.55	tonf
ru < Ø rn		

DESGARRAMIENTO POR EFECTO DE LOS PERNOS (DIRECTA DE LA COLUMNA)



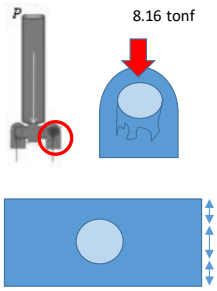
ACERO ASTM A36		
Fbu =	4.08	Tn/cm2
φ =	0.75	
lc =	1 1/2 ´´	3.81 cm
e placa =	1/4 ´´	0.64 cm
$Ør_n = Ø * 1{,}2 * F_u * l_c * t$		
Ø rn =	8.88	tonf
ru =	8.55	tonf
ru < Ø rn		

APLASTAMIENTO EN EL BORDE DE LA PERFORACIÓN (ARGOLLA PARTE BAJA)



ACERO ASTM A36		
Fbu =	4.08	Tn/cm2
φ =	0.75	
Ø perno =	3/4 ´´	1.91 cm
e placa =	1/4 ´´	0.64 cm
$Ør_n = Ø * 2{,}4 * F_u * d * t$		
Ø rn =	8.88	tonf
ru =	4.27	tonf
ru < Ø rn		

DESGARRAMIENTO POR EFECTO DE LOS PERNOS (ARGOLLA PARTE BAJA)



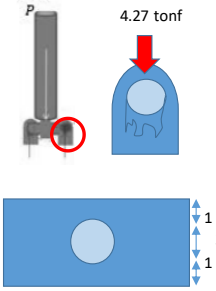
ACERO ASTM A36		
Fbu =	4.08	Tn/cm2
φ =	0.75	
lc =	1 1/2 ´´	3.81 cm
e placa =	1/4 ´´	0.64 cm

$$\emptyset r_n = \emptyset * 1{,}2 * F_u * l_c * t$$

Ø rn =	8.88	tonf
ru =	8.16	tonf

ru < Ø rn

DESGARRAMIENTO POR EFECTO DE LOS PERNOS (ARGOLLA PARTE BAJA)



ACERO ASTM A36		
Fbu =	4.08	Tn/cm2
φ =	0.75	
lc =	1 1/2 ´´	3.81 cm
e placa =	1/4 ´´	0.64 cm

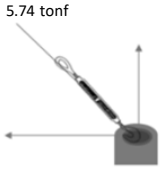
$$\emptyset r_n = \emptyset * 1{,}2 * F_u * l_c * t$$

Ø rn =	8.88	tonf
ru =	4.27	tonf

ru < Ø rn

DISEÑO DE LA ARGOLLA (CABLE A PISO)

APLASTAMIENTO EN EL BORDE DE LA PERFORACIÓN



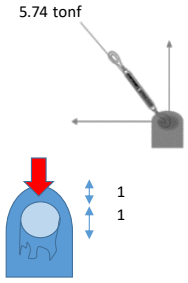
Acero ASTM A36		
Fbu =	4.08	Tn/cm2
φ =	0.75	
Ø perno =	1 ´´	2.54 cm
e placa =	1/4 ´´	0.64 cm

$$\emptyset r_n = \emptyset * 2{,}4 * F_u * d * t$$

Ø rn =	11.85	tonf
ru =	5.74	tonf

ru < Ø rn

DESGARRAMIENTO POR EFECTO DE LOS PERNOS



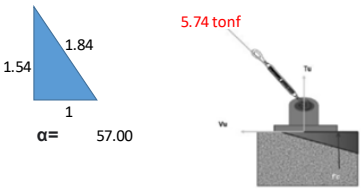
Acero ASTM A36		
Fbu =	4.08	Tn/cm2
φ =	0.75	
lc =	1 ´´	2.54 cm
e placa =	1/4 ´´	0.64 cm

$$\emptyset r_n = \emptyset * 1{,}2 * F_u * l_c * t$$

Ø rn =	5.92	tonf
ru =	5.74	tonf

ru < Ø rn

ESFUERZO DE CORTE Y TRACCION EN PERNOS



Pu =	5.74	tonf
Tu =	5.74	tonf
Vu =	1.24	tonf

DESGARRAMIENTO POR EFECTO DE LOS PERNOS

$$Tup = \frac{Tu}{N * pernos} \qquad Vup = \frac{Vu}{N * pernos} \qquad T = Tup + CVup$$

Pu =	5.74	tonf
Tu =	5.74	tonf
Vu =	1.24	tonf

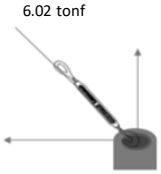
Ø perno =	1/2 ´´
Ø perno =	1.27 cm
At =	1.27 cm2
fy =	2.53 tonf/cm2
At * fy =	3.20 tonf

CUMPLE

ACERO ASTM A307	
# pernos =	4
Tu (x perno) =	1.44 tonf
Vu (x perno) =	0.31 tonf
C =	1.85
T* =	2.01 tonf

DISEÑO DE LA ARGOLLA (RETENIDA DE MASTIL)

APLASTAMIENTO EN EL BORDE DE LA PERFORACIÓN



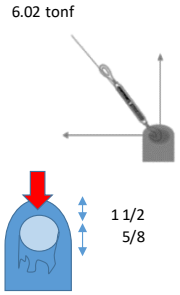
Acero ASTM A36		
Fbu =	4.08	Tn/cm2
φ =	0.75	
Ø perno =	5/8 ´´	1.59 cm
e placa =	1/4 ´´	0.64 cm

$$\emptyset r_n = \emptyset * 2{,}4 * F_u * d * t$$

Ø rn =	7.40	tonf
ru =	6.02	tonf

ru < Ø rn

DESGARRAMIENTO POR EFECTO DE LOS PERNOS



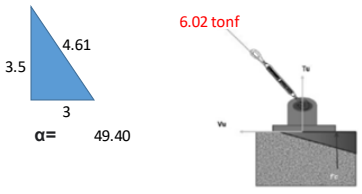
Acero ASTM A36		
Fbu =	4.08	Tn/cm2
φ =	0.75	
lc =	1 1/2 ´´	3.81 cm
e placa =	1/4 ´´	0.64 cm

$$\emptyset r_n = \emptyset * 1{,}2 * F_u * l_c * t$$

Ø rn =	8.88	tonf
ru =	6.02	tonf

ru < Ø rn

ESFUERZO DE CORTE Y TRACCION EN PERNOS



Pu =	6.02	tonf
Tu =	3.92	tonf
Vu =	4.57	tonf

DESGARRAMIENTO POR EFECTO DE LOS PERNOS

$$Tup = \frac{Tu}{N * pernos} \qquad Vup = \frac{Vu}{N * pernos} \qquad T = Tup + CVup$$

Pu =	6.02	tonf
Tu =	3.92	tonf
Vu =	4.57	tonf

Ø perno =	1/2 ´´
Ø perno =	1.27 cm
At =	1.27 cm2
fy =	2.53 tonf/cm2
At * fy =	3.20 cm

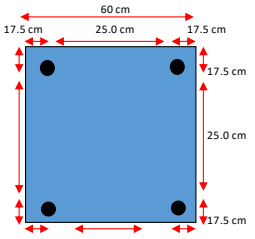
CUMPLE

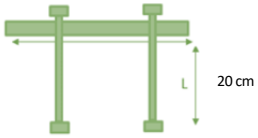
ACERO ASTM A307	
# pernos =	4
Tu (x perno) =	0.98 tonf
Vu (x perno) =	1.14 tonf
C =	1.85
T* =	3.09 tonf

PERNOS TIPO A — Ø perno = 1/2 ´´ — 1.27 cm

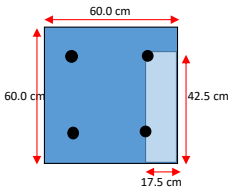
Longitud de anclaje (Ld) = 12d = 15.24 cm
Espaciamiento minimo entre pernos (rm) = 16d = 20.32 cm
Minima distancia de borde por corte (mv) = 12d = 15.24 cm
Minima distancia de borde por traccion (5d) = 6.35 cm

Espaciamiento entre pernos (r) > rm = 20.32 cm
Distancia al borde (m) > mv = 15.24 cm





DISEÑO DE PLANCHA DE ACERO (BLOQUE DE CORTE)



Ø perno = 1/2 ´´ — 1.27 cm
t placa = 1/4 ´´ — 0.64 cm

Avg = área total en corte = 26.99 cm2
Ans = área neta en corte = 24.72 cm2
Atg = área total en tracción = 11.11 cm2
Ant = área neta en tracción = 10.66 cm2

- Fractura de tracción + Fluencia de corte:

$f P_{bc} = 0.75 (F_u A_{nt} + 0.6 F_y A_{vg})$

-Fractura de corte + Fluencia de tracción:

$f P_{bc} = 0.75 (0.6 F_u A_{ns} + F_y A_{tg})$.

Acero ASTM A36

Fu = 4.08 Tn/cm2
Fy = 3.50 Tn/cm2
f Pbc = 75.12 tonf
f Pbc = 74.55 tonf

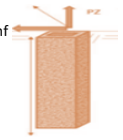
Min Fractura = 74.55 tonf
Vu = 1.24 tonf

CUMPLE

DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN POR ADHERENCIA

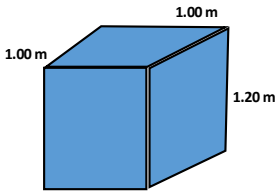
Datos Suelo	CL	
Df :	1.20	m
Ø fricción :	12.50	°
γ suelo :	1.54	ton/m3
Qd :	9.30	ton/m2
Largo :	1.00	
Ancho :	1.00	
Perimetro :	4.00	
rofundidad :	1.20	
ks =	1.00	
pd =	9.30	ton/m2
δ =	9.38	°
fs =	1.54	ton/m2

5.74 tonf 5.74 tonf
1.24 tonf



$$Qs = \sum p \Delta L f s$$

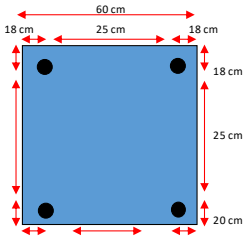
Qs = 7.37 tonf
Pz = 5.74 tonf
CUMPLE



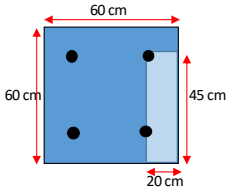
PERNOS TIPO A — Ø perno = 1/2 ´´ — 1.27 cm

Longitud de anclaje (Ld) = 12d = 15.24 cm
Espaciamiento minimo entre pernos (rm) = 16d = 20.32 cm
Minima distancia de borde por corte (mv) = 12d = 15.24 cm
Minima distancia de borde por traccion (5d) = 6.35 cm

Espaciamiento entre pernos (r) > rm = 20.32 cm
Distancia al borde (m) > mv = 15.24 cm



DISEÑO DE PLANCHA DE ACERO



Ø perno = 1/2 ´´ — 1.27 cm
t placa = 1/4 ´´ — 0.64 cm

Avg = área total en corte = 28.58 cm2
Ans = área neta en corte = 26.30 cm2
Atg = área total en tracción = 12.70 cm2
Ant = área neta en tracción = 12.25 cm2

- Fractura de tracción + Fluencia de corte:

$f P_{bc} = 0.75 (F_u A_{nt} + 0.6 F_y A_{vg})$

-Fractura de corte + Fluencia de tracción:

$f P_{bc} = 0.75 (0.6 F_u A_{ns} + F_y A_{tg})$.

Acero ASTM A36

Fu = 4.08
Fy = 3.50
f Pbc = 82.48 tonf
f Pbc = 81.63 tonf

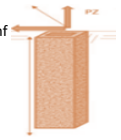
Min Fractura = 81.63 tonf
Vu = 4.57 tonf

CUMPLE

DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN POR ADHERENCIA

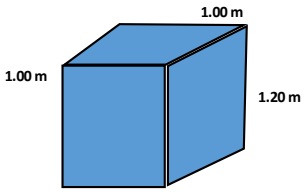
Datos Suelo	CL	
Df :	1.20	m
Ø fricción :	12.50	°
γ suelo :	1.54	ton/m3
Qd :	9.30	ton/m2
Largo :	1.00	
Ancho :	1.00	
Perimetro :	4.00	
Profundidad :	1.20	
ks =	1.00	
pd =	9.30	ton/m2
δ =	9.38	°
fs =	1.54	ton/m2

6.02 tonf 3.92 tonf
4.57 tonf



$$Qs = \sum p \Delta L f s$$

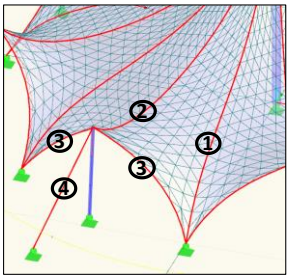
Qs = 7.37 tonf
Pz = 3.92 tonf
CUMPLE



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 112: Diseño de argollas de conexión

DISEÑO DE LA ARGOLLA



CABLES	Pu	Ø Cable
Pu (Cable 1) =	1055.00 kgf	1/4"
Pu (Cable 2) =	1218.66 kgf	1/4"
Pu (Cable 3) =	2730.60 kgf	3/8"
Pu (Cable 4) =	6017.96 kgf	5/8"

TABLA 12.3 Distancia mínima al borde[a] del centro del agujero estándar[b] al borde de la parte conectada, pulgadas.

Diámetro del tornillo (plg)	Distancia mínima al borde (plg)
1/2	3/4
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
Mayores de 1 1/4	1 1/4 × Diámetro

CABLE 1

ACERO ASTM A572

Fbu =	4.52	Tn/cm2		
φ =	0.75			
Pu =	1055.00	kgf		
Ø agujero =	1/4	in	=	0.64 cm
e arg. =	1/4	in	=	0.64 cm

APLASTAMIENTO EN EL BORDE DE LA PERFORACIÓN

$$\emptyset r_n = \emptyset * 2{,}4 * F_u * d * t$$

Ø rn =	3.28	tonf
ru =	1.05	tonf

ru < Ø rn

1055.00 kgf

ACERO ASTM A572

Fbu =	4.52	Tn/cm2		
φ =	0.75			
Pu =	1055.00	kgf		
ldc =	3/4	in	=	1.91 cm
e arg. =	1/4	in	=	0.64 cm

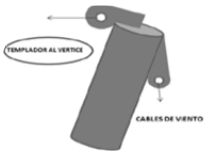
DESGARRAMIENTO POR EFECTO DE LOS PERNOS

$$\emptyset r_n = \emptyset * 1{,}2 * F_u * l_c * t$$

Ø rn =	4.92	tonf
ru =	1.05	tonf

ru < Ø rn

CABLE 2



ACERO ASTM A572

Fbu =	4.52	Tn/cm2		
φ =	0.75			
Pu =	1218.66	kgf		
Ø agujero =	1/4	in	=	0.64 cm
e arg. =	1/4	in	=	0.64 cm

APLASTAMIENTO EN EL BORDE DE LA PERFORACIÓN

$$\emptyset r_n = \emptyset * 2{,}4 * F_u * d * t$$

Ø rn =	3.28	tonf
ru =	1.22	tonf

ru < Ø rn

1218.66 kgf

ACERO ASTM A572

Fbu =	4.52	Tn/cm2		
φ =	0.75			
Pu =	1218.66	kgf		
ldc =	3/4	in	=	1.91 cm
e arg. =	1/4	in	=	0.64 cm

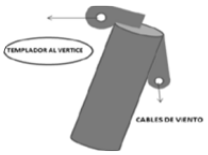
DESGARRAMIENTO POR EFECTO DE LOS PERNOS

$$\emptyset r_n = \emptyset * 1{,}2 * F_u * l_c * t$$

Ø rn =	4.92	tonf
ru =	1.22	tonf

ru < Ø rn

CABLE 3



ACERO ASTM A572

Fbu =	4.52	Tn/cm2		
φ =	0.75			
Pu =	2730.60	kgf		
Ø agujero =	3/8	in	=	0.95 cm
e arg. =	1/4	in	=	0.64 cm

APLASTAMIENTO EN EL BORDE DE LA PERFORACIÓN

$$\emptyset r_n = \emptyset * 2{,}4 * F_u * d * t$$

Ø rn =	4.92	tonf
ru =	2.73	tonf

ru < Ø rn

2730.60 kgf

ACERO ASTM A572

Fbu =	4.52	Tn/cm2		
φ =	0.75			
Pu =	2730.60	kgf		
ldc =	1/2	in	=	1.27 cm
e arg. =	1/4	in	=	0.64 cm

DESGARRAMIENTO POR EFECTO DE LOS PERNOS

$$\emptyset r_n = \emptyset * 1{,}2 * F_u * l_c * t$$

Ø rn =	3.28	tonf
ru =	2.73	tonf

ru < Ø rn

CABLE 4

ACERO ASTM A572

Fbu =	4.52	Tn/cm2		
φ =	0.75			
Pu =	6017.96	kgf		
Ø agujero =	5/8	in	=	1.59 cm
e arg. =	1/2	in	=	1.27 cm

APLASTAMIENTO EN EL BORDE DE LA PERFORACIÓN

$$\emptyset r_n = \emptyset * 2{,}4 * F_u * d * t$$

Ø rn =	16.40	tonf
ru =	6.02	tonf

ru < Ø rn

6017.96 kgf

ACERO ASTM A572

Fbu =	4.52	Tn/cm2		
φ =	0.75			
Pu =	6017.96	kgf		
ldc =	7/8	in	=	2.22 cm
e arg. =	1/2	in	=	1.27 cm

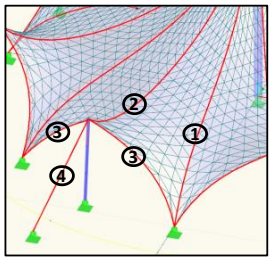
DESGARRAMIENTO POR EFECTO DE LOS PERNOS

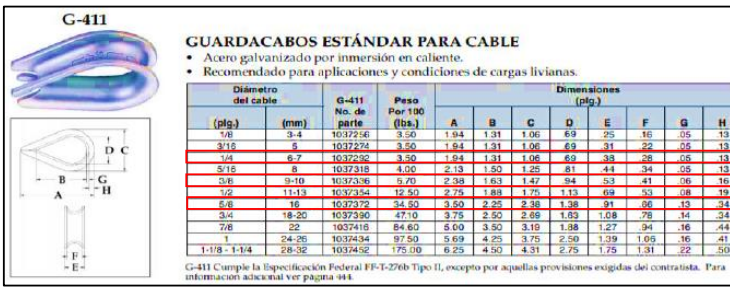
$$\emptyset r_n = \emptyset * 1{,}2 * F_u * l_c * t$$

Ø rn =	11.48	tonf
ru =	6.02	tonf

ru < Ø rn

ELECCION DE GUARDACABOS, GRAPAS Y TEMPLADOR





Diámetro del cable (plg.)	(mm)	G-411 No. de parte	Peso Por 100 (lbs.)	Dimensiones (plg.) A	B	C	D	E	F	G	H
1/8	3-4	1037256	3.50	1.94	1.31	1.06	.69	.25	.16	.05	.13
3/16	5	1037274	3.50	1.94	1.31	1.06	.69	.31	.22	.05	.13
1/4	6-7	1037292	3.50	1.94	1.31	1.06	.69	.38	.28	.05	.13
5/16	8	1037318	4.00	2.13	1.50	1.25	.81	.44	.34	.05	.13
3/8	9-10	1037336	5.70	2.38	1.63	1.47	.94	.53	.41	.06	.16
1/2	11-13	1037354	12.50	2.75	1.88	1.75	1.13	.69	.53	.08	.19
5/8	16	1037372	34.50	3.50	2.25	2.38	1.38	.91	.66	.13	.34
3/4	18-20	1037390	47.10	3.75	2.50	2.69	1.63	1.08	.78	.14	.34
7/8	22	1037416	84.60	5.00	3.50	3.19	1.88	1.27	.94	.16	.44
1	24-26	1037434	97.50	5.69	4.25	3.75	2.50	1.39	1.06	.16	.41
1-1/8 - 1-1/4	28-32	1037452	175.00	6.25	4.50	4.31	2.75	1.75	1.31	.22	.50

G-411 Cumple la Especificación Federal FF-T-276b Tipo II, excepto por aquellas provisiones exigidas del contratista. Para información adicional ver página 444.

Longitud minima a doblar y grapas a usar

Tamaño grapa (pulg.)	Tamaño cable (pulg.)	No. mínimo de grapas	Cantidad de cable a doblar en pulgadas	*Torque en pies-lb
1/8	1/8	2	3-1/4	4.5
3/16	3/16	2	3-3/4	7.5
1/4	1/4	2	4-3/4	15
5/16	5/16	2	5-1/4	30
3/8	3/8	2	6-1/2	45
7/16	7/16	2	7	65
1/2	1/2	3	11-1/2	65
9/16	9/16	3	12	95
5/8	5/8	3	12	95
3/4	3/4	4	18	130
7/8	7/8	4	19	225
1	1	5	26	225
1-1/8	1-1/8	6	34	225
1-1/4	1-1/4	7	44	360
1-3/8	1-3/8	7	44	360
1-1/2	1-1/2	8	54	360
1-5/8	1-5/8	8	58	430
1-3/4	1-3/4	8	61	590
2	2	8	71	750
2-1/4	2-1/4	8	73	750
2-1/2	2-1/2	9	84	750
2-3/4	2-3/4	10	100	750
3	3	10	106	1200
3-1/2	3-1/2	12	149	1200

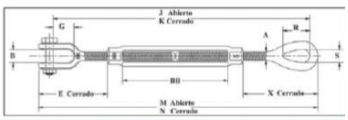
CABLES	*Ø Cable*	*Ø Grapas*	*# Grapas a usar*	*Long. de cable a doblar*	
Cable 1	1/4"	1/4"	2	4 3/4 in	12.07 cm
Cable 2	1/4"	1/4"	2	4 3/4 in	12.07 cm
Cable 3	3/8"	3/8"	2	6 1/2 in	16.51 cm
Cable 4	5/8"	5/8"	3	12 in	30.48 cm

CABLES	*Pu*	*Ø Grapas*
Pu (Cable 1) =	1055.00 kgf	1/4"
Pu (Cable 2) =	1218.66 kgf	1/4"
Pu (Cable 3) =	2730.60 kgf	3/8"
Pu (Cable 4) =	6017.96 kgf	5/8"

Templador ASTM F1145-92

	Cable 1	Cable 2	Cable 3	Cable 4
Templador	**3/8 x 6"**	**3/8 x 6"**	**1/2 x 9 "**	**5/8 x 9"**
Pu (kg)	1055.00	1218.66	2730.60	6017.96
Carga Límite	1200 in	1200 in	2200 in	3500 in
a de Ruptura	2700 kg	2700 kg	4950 kg	7875 kg
FS	4	4	4	4
ga de Diseño	2160 kg	2160 kg	3960 kg	6300 kg
Verficación	OK	OK	OK	OK
	0.48842518	0.56419576	0.68954446	0.9552313

Cumple las Especificaciones Federales FF-T-791b, Tipo I Forma 1 - CLASE b, y ASTM F 1145, excepto por aquellas estipulaciones segun las del contratista. Para información adicional ver página 444.

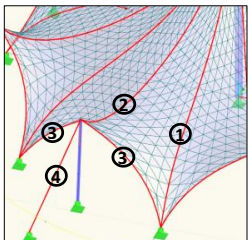


HG-227
QUIJADA Y OJO

Diám. de Rosca y Long a Tensar (pulg.)	HG-227 No. de parte	Carga límite de trabajo (lbs.)*	Peso de c/u (lbs.)	Dimensiones (pulg.) A	B	E cerrado	G	J abierto	K cerrado	M abierto	N cerrado	R	S	X cerrado	BB
† 1/4 x 4	1031877	500	.33	.25	.45	1.06	.64	11.57	7.57	12.28	8.28	.81	.34	1.76	4.07
3/8 x 6	1031911	1200	.80	.38	.53	2.11	.85	16.91	10.91	17.87	11.87	1.13	.53	2.48	6.16
1/2 x 9	1031957	2200	2.25	.50	.64	3.20	1.07	25.59	16.59	26.77	17.77	1.41	.71	3.54	9.36
1/2 x 12	1031975	2200	2.87	.50	.64	3.20	1.07	31.59	19.59	32.77	20.77	1.41	.71	3.54	12.36
5/8 x 9	1032019	3500	3.72	.63	.79	3.89	1.32	27.07	18.07	28.61	19.61	1.80	.88	4.34	9.39
5/8 x 12	1032037	3500	4.35	.63	.79	3.89	1.32	33.07	21.07	34.61	22.61	1.80	.88	4.34	12.39
3/4 x 6	1032055	5200	4.51	.75	.97	4.71	1.52	22.17	16.17	24.09	18.09	2.09	1.00	5.12	6.13
3/4 x 9	1032073	5200	5.56	.75	.97	4.68	1.52	28.57	19.57	30.49	21.49	2.09	1.00	5.09	9.59
3/4 x 12	1032091	5200	6.42	.75	.97	4.68	1.52	34.57	22.57	36.49	24.49	2.09	1.00	5.09	12.59
3/4 x 18	1032117	5200	8.14	.75	.97	4.71	1.52	46.57	28.57	48.49	30.49	2.09	1.00	5.12	18.53
7/8 x 12	1032135	7200	9.10	.88	1.16	5.50	1.77	35.68	23.68	37.91	25.91	2.38	1.25	5.79	12.16
7/8 x 18	1032153	7200	11.0	.88	1.16	5.50	1.77	48.15	30.15	50.38	32.38	2.38	1.25	5.79	18.63
1 x 6	1032171	10000	10.0	1.00	1.34	6.09	2.05	25.03	19.03	27.59	21.59	3.00	1.43	6.50	6.18
1 x 12	1032199	10000	13.4	1.00	1.34	6.09	2.05	37.03	25.03	39.59	27.59	3.00	1.43	6.50	12.18
1 x 18	1032215	10000	16.7	1.00	1.34	6.09	2.05	49.03	31.03	51.59	33.59	3.00	1.43	6.50	18.18
1 x 24	1032233	10000	20.6	1.00	1.34	6.09	2.05	61.63	37.63	64.19	40.19	3.00	1.43	6.47	24.84
1-1/4 x 12	1032251	15200	20.9	1.25	1.84	8.09	2.82	40.76	28.76	43.98	31.98	3.59	1.82	8.49	12.06
1-1/4 x 18	1032279	15200	24.8	1.25	1.84	8.09	2.82	52.76	34.76	55.98	37.98	3.59	1.82	8.49	18.06
1-1/4 x 24	1032297	15200	28.8	1.25	1.84	8.09	2.82	65.32	41.32	68.54	44.54	3.59	1.82	8.49	24.62
1-1/2 x 12	1032313	21400	30.6	1.50	2.06	8.93	2.81	42.55	30.50	46.21	34.21	4.09	2.12	9.46	12.32
1-1/2 x 18	1032331	21400	36.0	1.50	2.06	8.93	2.81	54.50	36.50	58.21	40.21	4.09	2.12	9.46	18.32
1-1/2 x 24	1032359	21400	41.5	1.50	2.06	8.93	2.81	67.12	43.12	70.83	46.83	4.09	2.12	9.46	24.94
1-3/4 x 18	1032395	28000	52.1	1.75	2.60	9.36	3.35	55.37	37.37	59.77	41.77	4.65	2.38	9.97	18.37
1-3/4 x 24	1032411	28000	59.7	1.75	2.60	9.36	3.35	67.37	43.37	71.77	47.77	4.65	2.38	9.97	24.37
2 x 24	1032439	37000	69.9	2.00	2.62	11.80	3.74	72.66	48.66	77.95	53.95	5.81	2.69	13.03	24.48
2-1/2 x 24	1032457	60000	158	2.50	3.06	13.26	4.44	76.08	52.08	82.68	58.68	6.49	3.12	13.76	24.60
2-3/4 x 24	1032475	75000	187	2.75	3.69	14.92	4.19	78.05	54.05	85.67	61.67	7.00	3.26	15.09	24.65

*La carga de prueba es 2.5 veces la carga límite de trabajo. La carga de ruptura es 5 veces la carga límite de trabajo.

RESUMEN DE DISEÑO DE CABLE Y ACCESORIOS



CABLES	*Pu*	*Ø Cable*	*Ø agujero*	*e argolla*	*lc*	*Ø Grapas*	*# Grapas a usar*	*Long. de cable a doblar*	*Templador*
Cable 1	1055 kg	1/4"	1/4	1/4	1.91 cm	1/4"	2	12.07 cm	3/8 x 6"
Cable 2	1219 kg	1/4"	1/4	1/4	1.91 cm	1/4"	2	12.07 cm	3/8 x 6"
Cable 3	2731 kg	3/8"	3/8	1/4	1.27 cm	3/8"	2	16.51 cm	1/2 x 9 "
Cable 4	6018 kg	5/8"	5/8	1/2	2.22 cm	5/8"	3	30.48 cm	5/8 x 9"

Fuente: Elaboración propia.

4.8 Comentario resumen del diseño de elementos

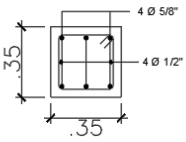
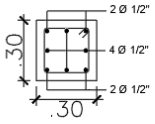
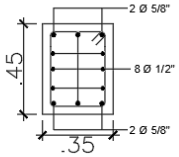
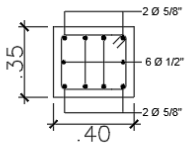
Las estructuras proyectadas en esta tesis han seguido los criterios de estructuración propuestos en el Reglamento Nacional de Edificaciones. En estas ha primado la simetría en planta y la continuidad de todos los elementos estructurales que la conforman con el fin de integrar construcciones sismo resistentes que sean capaces de brindar seguridad a las personas que se encuentren dentro de ellas.

El análisis sísmico de las construcciones siguió los lineamientos estipulados en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente y se comprobaron las irregularidades tanto en planta como en altura dando como resultado estructuras regulares en cada uno de los casos, gracias a esto se obtuvieron estructuras con gran capacidad de resistencia y tolerancia tanto a sismos como a cargas de servicio rutinario.

Analizando los resultados obtenidos en el diseño de columnas de concreto nos hace apreciar que en estos elementos estructurales al ser estructuras de un piso, lo cual se traduce en que la carga de compresión es mínima, prima el diseño solo por flexión.

En el proyecto se usaron diferentes secciones transversales con sus respectivas armaduras, las cuales fueron:

Tabla 113: Secciones de Columnas utilizadas en el polideportivo

	ST1	ST2	ST3	ST4
				
SECCION	0.35 x 0.35	0.30 x 0.30	0.35 x 0.45	0.35 x 0.40
REFUERZO	4 Ø 1/2"+ 4 Ø 5/8"	8 Ø 1/2"	8 Ø 1/2"+ 4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8"+ 6 Ø 1/2"

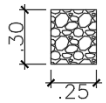
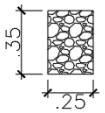
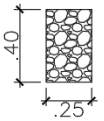
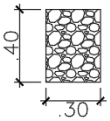
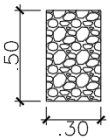
Fuente: Elaboración propia.

En los diseños de columnas primó el acero mínimo tanto en el requerido por flexión como el por requerido por cortante, limitado por los parámetros de la noma en los diferentes capítulos.

Los resultados obtenidos en el diseño de vigas de concreto armado, fueron correspondientes a las cargas que soportaban, se aprecia que mientras más longitud tiene la viga

tiende a presentar mayor momento principalmente positivo en el claro. Se utilizaron diferentes tipos de secciones de vigas en el proyecto realizado las cuales han sido correctamente predimensionadas a fin de evitar deflexiones que superen las estipuladas por la normativa vigente:

Tabla 114: Secciones de Vigas utilizadas en el polideportivo

	T1	T2	T3	T4	T5
					
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.35	0.25 x 0.40	0.30 x 0.40	0.35 x 0.50

Fuente: Elaboración propia.

En el diseño de cimentaciones los resultados obtenidos y el criterio al momento de elegir el tipo de cimentación conllevó a la selección de Zapatas conectadas con la finalidad de tener una subestructura rígida que evite asentamientos diferenciales, además que las vigas de conexiones eran las encargadas de unir la subestructura y embeber las columnas de concreto en ellas para limitar los giros de estas.

En el proyecto las dimensiones de las zapatas, las cuales fueron en su mayoría cuadradas, variaron entre 1.00 m y 2.40 m por lado, correspondiente a los esfuerzos actuantes en cada uno de estas, por lo general las zapatas que se desprendían de columnas céntricas con gran área tributaria.

Analizando los resultados obtenidos para losas aligeradas se apreció que, debido al ser un techo sin mayor presencia de carga viva, solo la mínima requerida estipulada por la norma para este tipo de estructuras, por lo general primaba el acero mínimo como refuerzo por flexión, además, en todos los casos el concreto absorbió el cortante actuante. Para los tramos en que el predimensionamiento regido por la norma indicaba un espesor de losa mayor al utilizado, se hizo una verificación de deflexiones, en la cual para todos los casos cumplía lo permitido en la norma (l/180).

V. DISCUSIÓN

Los bloques de concreto armado diseñados en el proyecto expuesto, obtuvieron derivas máximas de 0.0063, 0.0051, 0.0064, 0.0062, 0.0063, 0.0069 y 0.0055 correspondientes a los bloques A,B,C,D,E,F y G respectivamente, las cuales se encuentran dentro del rango permitido para estructuras de concreto armado que se indica en la Norma E.030-Diseño sismoresistente [23], el cual es de 0.007, además cabe recalcar que los bloques mencionados anteriormente se encuentran cerca de este rango, esto indica que las estructuras cumplen un diseño antisísmico y no sus elementos estructurales no están sobredimensionados.

La evaluación de la deflexión de la cobertura en voladizo propuesta con una luz de volado de 7.05 m, dio como resultado una flecha máxima de 3.33 cm. En [61] se evaluó la deflexión máxima de la cobertura de tribuna en voladizo propuesta, la cual fue de 18.00 m y presentaba una flecha de 13.00 cm. Ambas investigaciones presentan diferentes flechas máximas, esto se debe principalmente a la diferencia entre sus longitudes de volado, sin embargo se recalca que en ambas estructuras obedecen a las limitaciones de la Norma E.020-Cargas [22], que indica una flecha máxima para techos en voladizos de l/180, siendo para estas estructuras 7.83 cm y 20.00 cm, respectivamente.

En [18] se utilizó el programa AutoCAD 3D en conjunto con el SAP 2000, como softwares principales para el modelamiento de la tensoestructura, siendo este último un programa ampliamente utilizado en el mundo de la ingeniera y que presenta funciones que corresponden al modelado de estas, tales como la aplicación del análisis no lineal, pese a esto en esta investigación se utilizó el programa RFEM, esto debido a sus grandes facilidades en el modelado de estructuras tensadas además que posee una ventaja ante el primer método de trabajo que consiste en que el programa realiza la búsqueda a partir de todas las incógnitas que presenta el sistema como lo son la ubicación de sus elementos estructurales, las propiedades de estos y las fuerzas de pretensado, estas características lo hacen la mejor opción de modelado, ya que se asemeja más a la realidad debido a que se parte de una estructuración inicial y se van acondicionando los demás factores para corresponder a la arquitectura final.

Las deflexiones obtenidas en la membrana del restaurante para los diferentes estados de carga evaluados, D+L, D+W y D+L+W, fueron de 382.10 mm, 532.20 mm y 394.70 mm, respectivamente. En [62] el hangar evaluado para dicha tesis, dio como resultado una deflexión de la membrana tensada de 774.10 mm, se puede apreciar que en ambos análisis las flechas de este tipo de membranas son altas y quizá pueda parecer un problema, sin embargo estas

deflexiones están limitadas por condiciones de serviciabilidad de la arquitectura, es decir la máxima flecha permitida es en la cual no suponga ninguna limitación en el uso de la estructura, siendo para el restaurante, 1.95 m y para el hangar 1.75 m.

VI. CONCLUSIONES

El diseño de edificaciones convencionales siguió los parámetros de diseño estipulados en el Reglamento Nacional de Edificaciones, principalmente en la E.020, E.030, E.050, E0.60, E0.90, con el fin de obtener estructuras sismoresistente aptas para el uso humano, y además teniendo como principales objetivos resguardar la seguridad de los habitantes ante cualquier eventualidad, y que mantenga sus características y propiedades a lo largo de su vida útil.

- ✓ Para el bloque A se utilizarán vigas de 0.25x0.35m dirección X y 0.30x0.40m en dirección Y, columnas de 0.35x0.35m y losa aligerada de 0.20m.
- ✓ Para el bloque B se utilizarán vigas de 0.25x0.30m dirección X y 0.25x0.30m, 0.30x0.50m en dirección Y, columnas de 0.35x0.35m y losa aligerada de 0.20m.
- ✓ Para el bloque C se utilizarán vigas de 0.25x0.30m dirección X y Y, columnas de 0.30x0.30m y losa aligerada de 0.20m.
- ✓ Para el bloque D se utilizarán vigas de 0.30x0.40m dirección X y 0.25x0.35m en dirección Y, columnas de 0.35x0.35m y losa aligerada de 0.20m.
- ✓ Para el bloque E se utilizarán vigas de 0.25x0.30m dirección X y 0.30x0.40m en dirección Y, columnas de 0.35x0.35m y 0.35x0.45m y losa aligerada de 0.20m.
- ✓ Para el bloque F se utilizarán vigas de 0.25x0.30m y 0.25x0.40m dirección X y 0.30x0.40m y 0.30x0.35m en dirección Y, columnas de 0.35x0.35m y 0.35x0.40m, y losa aligerada de 0.20m.
- ✓ Para el bloque G se utilizarán vigas de 0.25x0.30m dirección X y 0.30x0.40m en dirección Y, columnas de 0.35x0.35m y losa aligerada de 0.20m.
- ✓ Para las tribunas se utilizarán vigas de 0.25x0.30m ortogonales y 0.30x0.50m inclinadas, columnas de 0.30x0.30m y 0.30x0.50m, además graderías de espesor 0.10m y 0.15m. Para el tijeral de la cobertura de la tribuna se utilizó perfiles de Acero A500 grado A tubo LAC de 3/4", 1”, 1 1/2" y 3”, la membrana Ferrari Precontraint 502 (0.5 mm), cables de ½” y ¼” y accesorios.

Para el diseño de las tensoestructuras propuestas, se siguió lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones, y adicionalmente se utilizó bibliografía Europea que nos indicó parámetros más específicos para estas estructuras tan complejas, posteriormente se realizó un análisis no lineal debido a sus grandes desplazamientos y se diseñó los elementos estructurales que la conforman principalmente a esfuerzos axiales como son los de tracción y compresión, dando como resultado una estructura conformada por la membrana Ferrari Precontraint 502 (0.5

mm), Perfiles de Acero ASTM A36 Pipe 3 1/2" x 1/8” para columnas perimetrales y Pipe 8 5/8” x 1/4" para la columna central, Cables BOA de 1/4”,1/2”,3/8” y 5/8” y accesorios tales como templadores, grapas, guardacabos.

El monto final presupuestado del proyecto es de S/ 4,353,159.74 (cuatro millones trescientos cincuenta y tres mil ciento cincuenta y nueve y 74/100 nuevos soles).

Toda la información obtenida y elementos diseñados se plasmó en planos tanto estructurales como los correspondientes a instalaciones, ya que estos últimos son los que brindan serviciabilidad y hacen que todo el polideportivo sea funcional y que el mantenimiento de este resulte más práctico.

El levantamiento topográfico realizado dio como resultados, el relieve de la zona el cual es llano y con pocas protuberancias, la ubicación de las estructuras existentes dentro del terreno del Estadio Municipal de Oyotún, tales como tribunas, losa y el cerco perimétrico que limita la zona del proyecto, finalmente se obtuvo la pendiente del terreno que fue de 0.43% y la cota de nivelación adoptada para el proyecto, la cual fue de 217.150.

El estudio de mecánica de suelos descrito se realizó mediante 3 calicatas de 3.00 metros de profundidad, en las cuales no se encontró el nivel freático, e indicó que el suelo de la zona de estudio presenta como terreno natural arcillas inorgánicas de mediana plasticidad de consistencia media y características cohesivas (CL) con despreciables cantidades de sales y sulfatos, recomendándose una profundidad de desplante de 1.20m a partir de este, además, correspondiéndole una capacidad portante de 0.93 Kg/cm2.

La evaluación de impacto ambiental del proyecto en cuestión, dio como resultado que el que el factor ambiental más impactado negativamente en el proyecto será el aire, ya que la generación de ruido por las maquinarias además de la gran cantidad de partículas que se dispersarán debido a los procesos de excavación, limpieza de terreno y acarreo de materiales, entre otros, influyen directamente en este factor. Por el contrario, el proyecto brindara gran cantidad de puestos de trabajo tanto en su etapa de ejecución, así como en la de funcionamiento, además de mejorar la calidad de vida de los pobladores de Oyotún y zonas aledañas, es por ello que podríamos decir que los impactos negativos que se generen son aminorados gracias al gran beneficio que esta infraestructura traerá a la región.

Se indicó las especificaciones técnicas de todas las estructuras propuestas las cuales dependieron de los reglamentos seguidos y de las condiciones del entorno del proyecto, con el fin de brindar seguridad y resistencia a estos.

VII. RECOMENDACIONES

Todos los trabajadores en obra deben tener sus equipos de protección personal obligatorio, con el fin de evitar y minimizar accidentes.

El encargado del proyecto debe supervisar que todos los trabajos cumplan con los requerimientos y especificaciones indicadas en los planos.

Dar charlas sobre la importancia de la protección y conservación del medio ambiento para crear predisposición laboral a seguir los lineamientos y medidas mitigadoras estipuladas en la Evaluación de Impacto Ambiental.

Es importante eliminar cualquier vestigio de basura o resto orgánico en el suelo, previo a los trabajos de vaciado de concreto para las cimentaciones, para evitar que estos afecten y causen patologías al mismo.

Importante que en los trabajos que impliquen uso de maquinarias se realice una charla previa en la que a todo el personal presente en obra se le advierta y exhorte estar atentos a estas labores.

Establecer mecanismos que involucren a la población local con la finalidad de que estén al tanto de cada acción y decisión que se tome en el proyecto, además lograr hacerlos participes de este y de ser necesario un ojo crítico exterior ante algún inconveniente o problema.

En el diseño de tensoestructuras se recomienda usar una estructuración que implique elementos que trabajas principalmente a fuerzas axiales, ya que esto resulta más económico y practico.

VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] National Human Development Report, Movement is life: Sports and physical activities for everyone, Brasilia, 2017.

[2] A. d. L. Otero, «Periodistas en Español: Adolescencia: la OMS alerta de la falta de deporte en la juventud,» 23 Noviembre 2019. [En línea]. Available: https://periodistas-es.com/adolescencia-la-oms-alerta-la-falta-de-deporte-en-la-juventud-136459. [Último acceso: 21 Mayo 2020].

[3] Diario Gestion, «Diarios Gestion,» 08 Mayo 2016. [En línea]. Available: https://gestion.pe/tendencias/39-peruanos-practica-deporte-mayoria-dice-hacerlo-falta-111576-noticia/. [Último acceso: 21 Mayo 2020].

[4] S. Huaringa, «PuntoEdu,» 2016. [En línea]. Available: https://puntoedu.pucp.edu.pe/noticias/informe-de-puntoedu-sobre-la-situacion-del-deporte-en-el-peru/. [Último acceso: 21 Mayo 2020].

[5] GERESA Lambayeque, «Información Mensual Básica Atención Integral de Salud del Niño - ACUMULADO A DICIEMBRE -Atencion integral de Saluda - Area niños,» Lambayeque, 2020.

[6] El Comercio, «Lima 2019: ¿Cuál ha sido el impacto de los juegos en la cancha económica?,» *El comercio,* 24 Agosto 2019.

[7] A. Costa, «Así está el Perú: El reto de mejorar la infraestructura,» *RPP*, p. 1, 03 Febrero 2016.

[8] Deloitte Touche Tohmatsu Limited, «Reporte Global de Competitividad 2019,» 2019.

[9] Organo de control institucional del IPD., «Informe de visita de control N° 019-2019-OCI/0217-SVC,» Lima, 2019.

[10] T. Navarro, «Crime Prevention through Sports,» 2018. [En línea]. Available: //www.unodc.org. [Último acceso: 21 Mayo 2020].

[11] Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI), Registro Nacional de Denuncias de Delitos y Faltas., Lima, 2019.

[12] Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI), «Lambayeque resultados definitivos,» Lima, 2018.

[13] Amucza, «Mancomunidad Municipal de la Cuenca Zaña-Amucza,» 2 Abril 2013. [En línea]. Available: http://amucza.blogspot.com/2013/04/amucza-asociacion-de-municipalidades-de.html. [Último acceso: 21 Mayo 2020].

[14] C. Morales Gúzman, «Diseño y desarrollo de patrones de la forma de una tenso-estructura,» *Arquitectura,* vol. 20, nº 1, pp. 71-87, 2018.

[15] J. C. Alvarado Escudero y P. E. Vélez Martinez, . Diseño a nivel de anteproyecto de un polideportivo para el Cantón Portovelo con criterios de Eficiencia Energética, Cuenca, 2016.

[16] E. Muñiz Martín, Análisis Dinámico de las Tenso Estructuras: Propuesta de Metodología de Cálculo y Software Aplicado, Cataluña, 2014.

[17] A. Jimenez, Análisis técnico y económico de tenso estrucura como propuesta de cubierta para el palco del Estadio Olimpico Atahualpa, Quito, 2007.

[18] J. G. Lastra Zorrilla, Diseño de cubierta textil y graderío de concreto armado para el campo deportivo de la PUCP, Lima, 2018.

[19] C. P. Huaycho Sucari y G. A. Márquez Huamani, Análisis y diseño estructural de dos tribunas de un estadio de futbol ubicado en el cercado de Arequipa, Arequipa, 2048.

[20] M. A. Hidrugo Barragán, Análisis y Diseño estructural del estadio municipal "Julio Bravo" del distrito de Puerto Eten, utilizando estructuras especiales, Chiclayo, 2017.

[21] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Norma Técnica A.100 Recreación y deportes, Lima, 2014.

[22] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Norma Técnica E.020 Cargas, Lima, 2006.

[23] Ministerio de vivienda, Construcción y Saneamiento., Norma Tecnica E.030 Diseño Sismoresistente, Lima, 2018.

[24] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento., Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones, Lima, 2018.

[25] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento., Norma Ténica E.060 de Concreto Armado, Lima, 2009.

[26] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento., Norma Técnica E.090 Estructuras Métalicas, Lima, 2006.

[27] La Comisión Permanente del Congreso de la República, Ley N.° 29544, Ley de Promoción y Desarrollo del Deporte, Lima, 2010.

[28] La Comisión Permanente del Congreso de la República, Ley N°.28611, Ley General del Ambiente, Lima, 2005.

[29] M. Blanco, «Criterios Fundamentales para el Diseño Sismoresistente,» Caracas, 2012.

[30] A. Blanco Blasco, Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, Lima, Lima: Colegio de Ingenieros del Perú, 1994.

[31] A. Muñoz, Ingeniería Sismorresistente, Lima, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú , 1999.

[32] M. Guevara, «Materiales de Construccion Universidad José Cecilio del Valle,» 4 Agosto 2009. [En línea]. Available: https://matdeconstruccion.wordpress.com/2009/08/04/el-hormigon-o-concreto/. [Último acceso: 23 Julio 2020].

[33] J. C. Vielma Pérez, A. H. Barbat Barbat y S. H. Oller Martínez , Reserva de resistencia de edificios porticados de concreto armado diseñados conforme al ACI-318/IBC-2006, San José, 2008, pp. 1-12.

[34] H. Hernandez, «Supervision de estructuras de concreto y acero,» [En línea]. Available: https://sites.google.com/site/construyetuingenio2013/home/11--propiedades-del-concreto-y-sus-componentes. [Último acceso: 2020 Julio 24].

[35] A. Valdés, «Hormigon Especial,» 22 Marzo 2017. [En línea]. Available: http://www.hormigonespecial.com/blog/?p=349. [Último acceso: 24 Julio 2020].

[36] V. Yepes, «Concepto y clasificación de las cimentaciones,» 9 Enero 2019. [En línea]. Available: https://victoryepes.blogs.upv.es/2019/01/09/concepto-y-clasificacion-de-las-cimentaciones/. [Último acceso: 23 Julio 2020].

[37] V. Yepes Piqueras, Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención, Valencia: Universitat Politécnica de Valencia, 2016.

[38] Constructor civil, «El Constructor Civil,» 29 Julio 2013. [En línea]. Available: https://www.elconstructorcivil.com/2013/07/. [Último acceso: 22 Noviembre 2020].

[39] American Concrete Institute, Código de Diseño de Hormigón Estructural (ACI 318-99), 199, Michigan, 1999.

[40] A. Salazar, Guía para el diseño y construcción de pavimentos rígidos, Ciudad de México: M. en A. Soledad Moliné Venanzi, 2015.

[41] L. Zapata, Diseño Estructural en Acero, Lima: Univ. Nac. de Ingeniería, 1997.

[42] J. McCormac y S. Csernak, Diseño de estructuras de acero., México DF: Alfaomega Grupo Editor, 2012.

[43] A. Reyes, «Aceronechar,» 13 Febrero 2012. [En línea]. Available: http://aceronechar.blogspot.com/2012/02/tipos-de-columnas.html. [Último acceso: 22 Noviembre 2020].

[44] Santini Funi, «Cables de acero: características y tipos,» 2014. [En línea]. Available: https://www.santinifuni.com/es/cables-de-acero-caracteristicas-y-tipos/. [Último acceso: 2 Julio 2020].

[45] M. Pereira, «Archdaily,» 2020. [En línea]. Available: https://www.archdaily.pe/pe/914377/tensoestructuras-como-funcionan-y-que-tipos-existen. [Último acceso: 23 Julio 2020].

[46] Cobertens, «Cobertura Tensionada - Colegio Altair,» 29 Octubre 2016. [En línea]. Available: http://www.cobertens.com/2016/10/tenso-estructura-colegio-altair.html. [Último acceso: 22 Noviembre 2020].

[47] L. Basset, Tensoestructuras, Valencia: Universitat Politecnica de Valencia., 2012.

[48] Arboricultura Urbana, «Gestion del arbol urbano,» 23 Enero 2016. [En línea]. Available: http://arboriculturaurbana.blogspot.com/2009/01/definicin-de-rea-verde.html. [Último acceso: 23 Julio 2020].

[49] Real Academia Española y Asociación de Academias de la Lengua Española, «Real Academia Española y Asociación de Academias de la Lengua Española,» 2014. [En línea]. [Último acceso: 23 Julio 2020].

[50] V. Conesa y L. Conesa, Guia Metodologica para la Evaluacion de Impacto Ambiental, vol. 4to, Barcelona: Mundi-Prensa, 2010.

[51] L. Ramirez, Evaluación de la gestión integral de los recursos Hídricos de las Cuencas, Camaguey, 2017.

[52] J. Gomez, «Universidad Católica Santa María La Antigua Sede Chiriquí,» 19 Noviembre 2013. [En línea]. Available: https://ucsmasd.com/hckyuakey29f/muros-cortantes-diseno-estructural-iv-usma/. [Último acceso: 23 Julio 2020].

[53] J. Perez y A. Gardey, «Definicion de polideportivo,» 2019. [En línea]. Available: https://definicion.de/polideportivo/. [Último acceso: 23 Julio 2020].

[54] Comisión Nacional de Emergencias, «¿Qué es un terremoto?,» [En línea]. Available: https://www.udc.es/dep/dtcon/estructuras/ETSAC/Investigacion/Terremotos/QUE_ES.htm. [Último acceso: 23 Julio 2020].

[55] F. Ching, B. Onouye y D. Zuberbuhler, Manual de estructuras ilustrado, Nueva Jersey: Gustavo Gili, 2009, pp. 20-23.

[56] Definicion, «Definicion.mx,» [En línea]. Available: https://definicion.mx/superestructura/#:~:text=Definici%C3%B3n%20de%20Superestructura,un%20barco%20se%20denomina%20superestructura.. [Último acceso: 23 Julio 2020].

[57] Collins Spanish Dictionary - Complete and Unabridged, «Thefreedictionary,» [En línea]. Available: https://es.thefreedictionary.com/tribuna#:~:text=tribuna,o%20en%20otros%20lugares%20p%C3%BAblicos.. [Último acceso: 23 Julio 2020].

[58] B. Das, Fundamento de ingeniería geotécnica, vol. 4, Cengage Learning, 2013.

[59] B. Forster, European design guide for tensile surface structures, 2004.

[60] D. Paolera, «Sustentable y de Vanguardia,» *Constructivo,* 2021.

[61] R. Dávila Cerna y S. Estela Curo, Análisis y diseño estructural del estadio municipal del distrito de Reque, utilizando estructuras especiales, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque, 2017, Chiclayo, Lambayeque, 2017, p. 495.

[62] Á. E. Tárraga Gutiérrez, Estudio y cálculo de cubierta de membrana para aplicación a hangar de aviación comercial., Sevilla, Sevilla, 2016.

IX.ANEXOS

ANEXO N° 1: CUESTIONARIO REALIZADO A LOS POBLADORES DE OYOTÚN.

ENCUESTA

Sexo:

Edad:

1) ¿Consideraría usted que la delincuencia es un problema actual en el distrito de Oyotún?

a) Sí

b) No

2) ¿Cree usted que la delincuencia ha venido en aumento en los últimos años en el distrito de Oyotún?

a) Sí

b) No

3) ¿Cree usted que es necesario tomar medidas para reducir el problema de la delincuencia en Oyotún?

a) Sí

b) No

4) ¿Cree usted que se necesita mejorar la salud de los pobladores de Oyotún?

a) Sí

b) No

5) ¿Organizan actividades deportivas con frecuencia?

a) Sí

b) No

6) ¿Cuentan con un lugar adecuado para realizarlas?

a) Sí

b) No

7) ¿Se siente motivado a practicar deporte en el lugar en donde vive?

a) Sí

b) No

8) ¿Le gustaría que se implemente o mejore un espacio deportivo?

a) Sí

b) No

9) ¿Qué actividad deportiva le gustaría practicar con más frecuencia? (Puede Marcar Varios)

- ☐ Vóley
- ☐ Fútbol
- ☐ Básquet
- ☐ Natación
- ☐ Atletismo
- ☐ Gimnasio

10) ¿Cree que una nueva infraestructura deportiva motive a la población a realizar más deporte?

a) Sí

b) No

11) ¿Actualmente, apostaría por el deporte como profesión en Oyotún?

a) Sí

b) No

12) ¿Te gustaría o te hubiera gustado ejercer el deporte de manera profesional?

a) Sí

b) No

13) ¿Cree que un complejo polideportivo disminuirá la delincuencia en Oyotún?

a) Sí

b) No

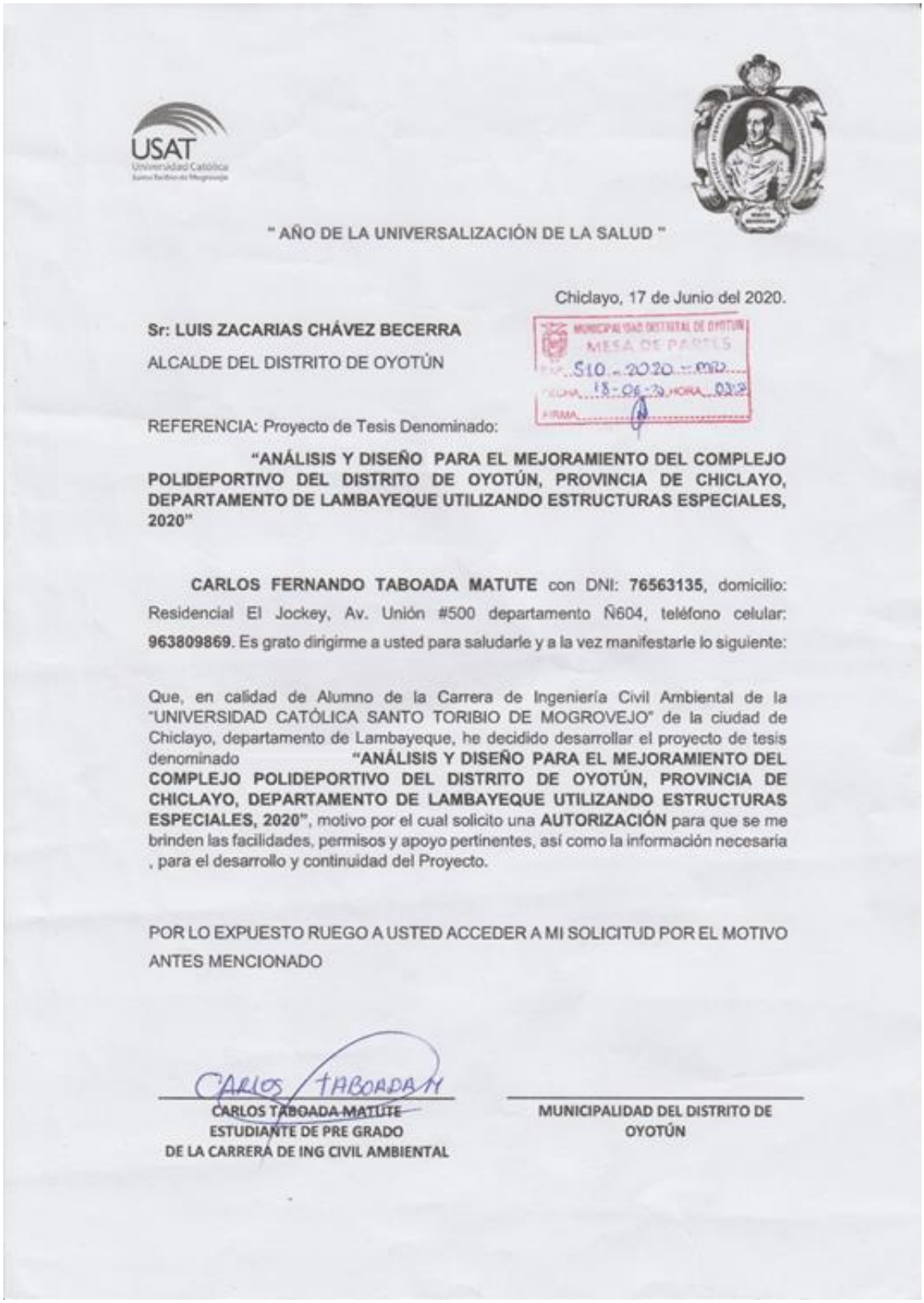
14) ¿Cree que un complejo polideportivo disminuirá los problemas de salud en Oyotún?

a) Sí

b) No

Fuente: Elaboración propia, 2020

ANEXO N°2 : DOCUMENTO EMITIDO A LA MUNICIPALIDAD DEL DISTRITO DE OYOTÚN PARA LA OBTENCIÓN DE PERMISOS.



" AÑO DE LA UNIVERSALIZACIÓN DE LA SALUD "

Chiclayo, 17 de Junio del 2020.

Sr: LUIS ZACARIAS CHÁVEZ BECERRA
ALCALDE DEL DISTRITO DE OYOTÚN

MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE OYOTÚN
MESA DE PARTES
FOLIO 510 - 2020 - MD
FECHA 18-06-20 HORA 03:2
FIRMA

REFERENCIA: Proyecto de Tesis Denominado:

"ANÁLISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"

CARLOS FERNANDO TABOADA MATUTE con DNI: **76563135**, domicilio: Residencial El Jockey, Av. Unión #500 departamento Ñ604, teléfono celular: **963809869**. Es grato dirigirme a usted para saludarle y a la vez manifestarle lo siguiente:

Que, en calidad de Alumno de la Carrera de Ingeniería Civil Ambiental de la "UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO" de la ciudad de Chiclayo, departamento de Lambayeque, he decidido desarrollar el proyecto de tesis denominado **"ANÁLISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**, motivo por el cual solicito una **AUTORIZACIÓN** para que se me brinden las facilidades, permisos y apoyo pertinentes, así como la información necesaria , para el desarrollo y continuidad del Proyecto.

POR LO EXPUESTO RUEGO A USTED ACCEDER A MI SOLICITUD POR EL MOTIVO ANTES MENCIONADO

CARLOS TABOADA M

CARLOS TABOADA MATUTE
ESTUDIANTE DE PRE GRADO
DE LA CARRERA DE ING CIVIL AMBIENTAL

MUNICIPALIDAD DEL DISTRITO DE OYOTÚN

Fuente: Municipalidad Distrital de Oyotún, 2020

ANEXO N°3 : RESPUESTA DE LA MUNICIPALIDAD DEL DSITRITO DE OYOTÚN ANTE EL SOLICITAMIENTO DE PERMISOS.

MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE OYOTÚN
CREADA POR LEY N° 5290 – 23/11/1925
CHICLAYO – LAMBAYEQUE

"AÑO DE LA UNIVERSALIZACIÓN DE LA SALUD"

Oyotun 19 de Junio del 2020.

OFICIO Nº 096 - 2020-MDO/A.

SEÑOR:
CARLOS FERNANDO TABOADA MATUTE
Av. Union Nº 500 – Rsdl. Jockey.
CHICLAYO

ASUNTO: RESPUESTA A SOLICTUD DE PROYECTO DE TESIS.

REFERENCIA: Expediente con Reg. 510 – 2020 – MDO.

Es grato dirigirme a su distinguida persona, para expresarle mi cordial y efusivo saludo y a al mismo tiempo comunicarle lo referente a la solicitud de la referencia presentada por su persona

Este Municipio está dispuesto a brindar el apoyo que usted solicita a esta Municipalidad referente al "Proyecto de Tesis" que usted tiene que desarrollar como parte de la Carrera Profesional que está estudiando, por lo tanto dicho apoyo será posible después de la aprobación de los protocolos del reinicio de las actividades laborales en este Municipio.

Por lo tanto, es todo cuanto se le comunica a su persona lo dispuesto por este Municipio.

Atentamente

Ing. LUIS ZACARIAS CHAVEZ BECERRA
ALCALDE DISTRITAL DE OYOTUN

ALFONSO UGARTE N° 351 – OYOTÚN – Telf. 074-837100

¡Juntos haremos un Oyotún mejor!
Correo:municipalidadoyotun@gmail.com
www.munioyotun.gob.pe

Fuente: Municipalidad Distrital de Oyotún, 2020

ANEXO N°4 : DOCUMENTO EMITIDO A LA POLICIA NACIONAL DE PERU SEDE REGION LAMBAYEQUE PARA LA OBTENCION DE DATOS POLICIALES DEL DISTRITO DE OYOTÚN.

USAT
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo

" AÑO DE LA UNIVERSALIZACIÓN DE LA SALUD "

Chiclayo, 12 de Junio del 2020.

Sr: ELMER ADOLFO GUIMAREY MINAYA.
Coronel de Armas de la Policía Nacional del Perú

CARLOS FERNANDO TABOADA MATUTE con DNI: **76563135**, domicilio: Residencial El Jockey, Av. Unión #500 Dpto Ñ 604, teléfono celular: **963809869** y correo electrónico: **carlos5_tm@hotmail.com**. Es grato dirigirme a usted para saludarle y a la vez manifestarle lo siguiente:

Que, en calidad de Alumno de la Carrera de Ingeniería Civil Ambiental de la "UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO" de la ciudad de Chiclayo, departamento de Lambayeque, he decidido desarrollar el proyecto de tesis denominado **"Análisis y diseño preliminar para el mejoramiento del complejo polideportivo del distrito de Oyotú a de Chiclayo, Departamento de Lambayeque utilizando estructuras especiales, 2020",** motivo por el cual solicito una **AUTORIZACIÓN** para que se me brinden la información necesaria que adjuntare, para el desarrollo y continuidad del Proyecto de tesis.

Información Requerida:

- Estadísticas de denuncias del **distrito de Oyotún** con respecto a lo relacionado con los delitos contra el patrimonio, la seguridad pública, la vida, el cuerpo y la salud, contra la familia, la libertad de los años 2018, 2019, 2020
- O la base de datos general de la provincia de Chiclayo, donde yo pueda extraer los datos del distrito de Oyotún de los años 2018, 2019, 2020

Afirmo que estos datos serán usados **SOLO** con fines académicos para justificar mi proyecto.

Ruego a usted su comprensión y que se me brinde la información requerida lo más pronto posible, ya sea contactándose conmigo a mi numero ya adjunto, o enviándola a mi correo también adjunto.

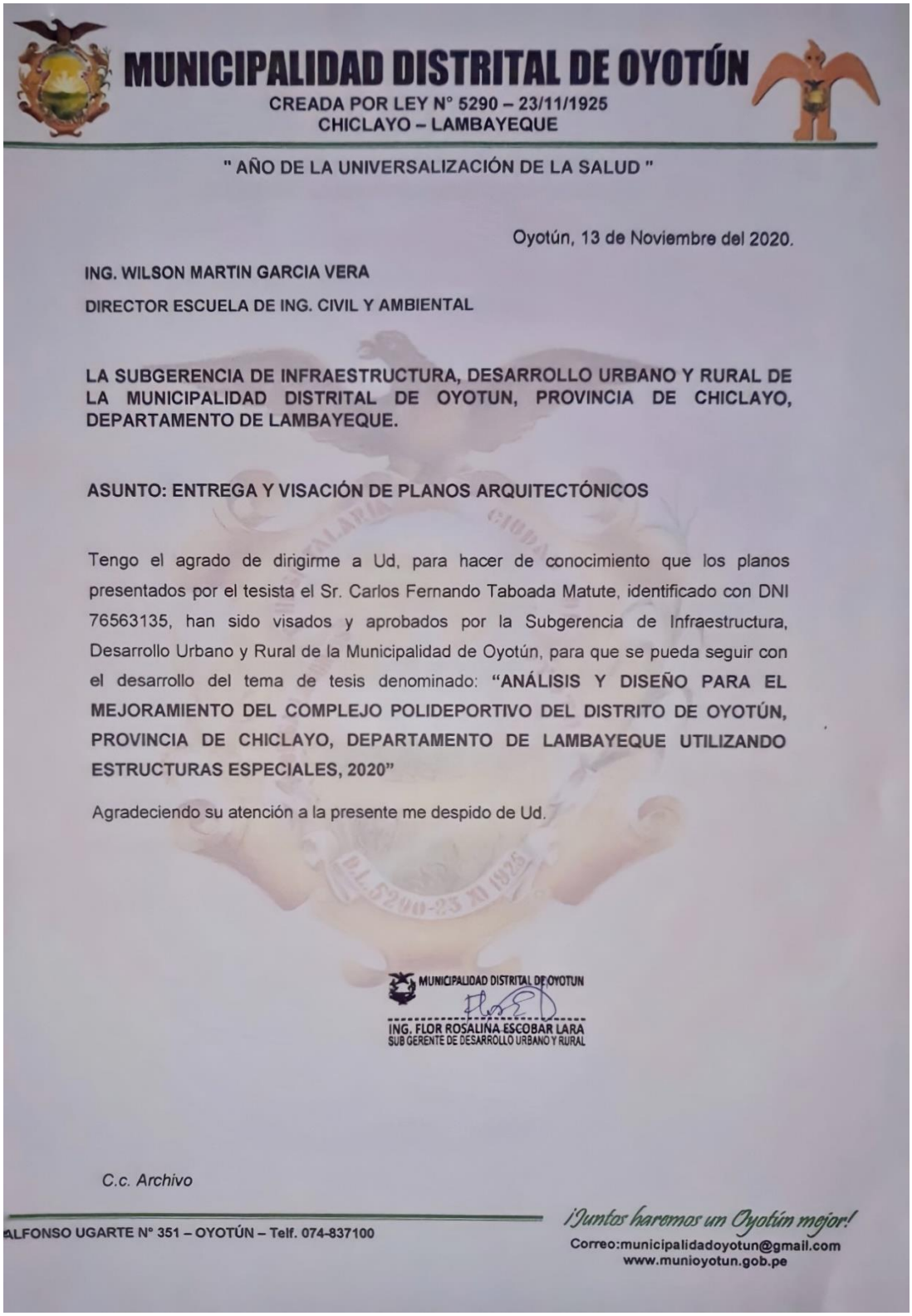
Un gusto saludarlo y muchas gracias de antemano.

POLICIA NACIONAL DEL PERU
PEGPOL - LAMBAYEQUE
SECRETARIA
Fecha: 12 JUN 2020
Hora: 18:45 Reg:

CARLOS TABOADA MATUTE
ESTUDIANTE DE PRE GRADO

Fuente: Policía Nacional del Perú Sede Lambayeque, 2020

ANEXO N°5: DOCUMENTO EMITIDO POR LA MUNICIPALIDAD DEL DSITRITO DE OYOTÚN APROBANDO LA VISACIÓN DE LOS PLANOS ARQUITÉCTONICOS PROPUESTOS.



MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE OYOTÚN
CREADA POR LEY N° 5290 – 23/11/1925
CHICLAYO – LAMBAYEQUE

" AÑO DE LA UNIVERSALIZACIÓN DE LA SALUD "

Oyotún, 13 de Noviembre del 2020.

ING. WILSON MARTIN GARCIA VERA
DIRECTOR ESCUELA DE ING. CIVIL Y AMBIENTAL

LA SUBGERENCIA DE INFRAESTRUCTURA, DESARROLLO URBANO Y RURAL DE LA MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE OYOTUN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE.

ASUNTO: ENTREGA Y VISACIÓN DE PLANOS ARQUITECTÓNICOS

Tengo el agrado de dirigirme a Ud, para hacer de conocimiento que los planos presentados por el tesista el Sr. Carlos Fernando Taboada Matute, identificado con DNI 76563135, han sido visados y aprobados por la Subgerencia de Infraestructura, Desarrollo Urbano y Rural de la Municipalidad de Oyotún, para que se pueda seguir con el desarrollo del tema de tesis denominado: **"ANÁLISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Agradeciendo su atención a la presente me despido de Ud.

MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE OYOTUN
ING. FLOR ROSALINA ESCOBAR LARA
SUB GERENTE DE DESARROLLO URBANO Y RURAL

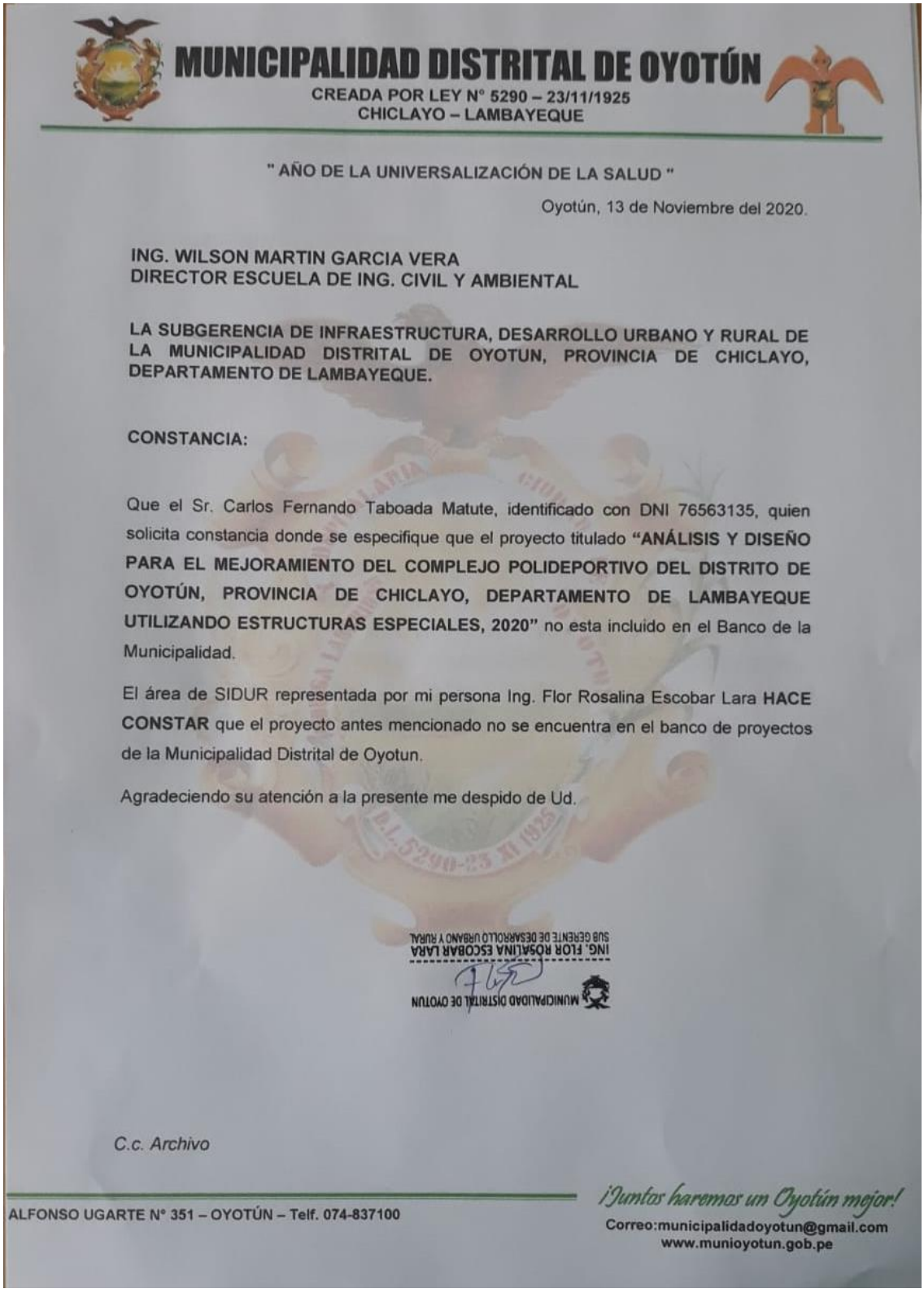
C.c. Archivo

ALFONSO UGARTE N° 351 – OYOTÚN – Telf. 074-837100

¡Juntos haremos un Oyotún mejor!
Correo:municipalidadoyotun@gmail.com
www.munioyotun.gob.pe

Fuente: Municipalidad Distrital de Oyotún, 2020

ANEXO N°6 :DOCUMENTO EMITIDO POR LA MUNICIPALIDAD DEL DSITRITO DE OYOTÚN CERTIFICANDO QUE LA TESIS NO SE ENCUENTRA EN EL BANCO DE PROYECTOS.



MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE OYOTÚN
CREADA POR LEY N° 5290 – 23/11/1925
CHICLAYO – LAMBAYEQUE

" AÑO DE LA UNIVERSALIZACIÓN DE LA SALUD "

Oyotún, 13 de Noviembre del 2020.

ING. WILSON MARTIN GARCIA VERA
DIRECTOR ESCUELA DE ING. CIVIL Y AMBIENTAL

LA SUBGERENCIA DE INFRAESTRUCTURA, DESARROLLO URBANO Y RURAL DE LA MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE OYOTUN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE.

CONSTANCIA:

Que el Sr. Carlos Fernando Taboada Matute, identificado con DNI 76563135, quien solicita constancia donde se especifique que el proyecto titulado **"ANÁLISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"** no esta incluido en el Banco de la Municipalidad.

El área de SIDUR representada por mi persona Ing. Flor Rosalina Escobar Lara **HACE CONSTAR** que el proyecto antes mencionado no se encuentra en el banco de proyectos de la Municipalidad Distrital de Oyotun.

Agradeciendo su atención a la presente me despido de Ud.

ING. FLOR ROSALINA ESCOBAR LARA
SUB GERENTE DE DESARROLLO URBANO Y RURAL
MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE OYOTUN

C.c. Archivo

ALFONSO UGARTE N° 351 – OYOTÚN – Telf. 074-837100

¡Juntos haremos un Oyotún mejor!
Correo:municipalidadoyotun@gmail.com
www.munioyotun.gob.pe

Fuente: Municipalidad Distrital de Oyotún, 2020

ANEXO N°7: PERFIL ESTATIGRÁFICO DE PERFORACIÓN C1.

SERVICIOS PROFESIONALES DE ESTUDIOS DE SUELOS Y PAVIMENTOS

SOLICITADO : ARQ. MISAEL VASQUEZ YZQUIERDO
PROYECTO : "AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACION PRIMARIA EN LA I.E. JOSE ABELARDO QUIÑONES GONZALES DE LA LOCALIDAD DE OYOTUN, DISTRITO DE OYOTUN , PROVINCIA DE CHICLAYO, REGION LAMBAYEQUE".

UBICACIÓN : LOCALIDAD DE OYOTUN, DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA DE CHICLAYO, REGION LAMBAYEQUE
FECHA : **23/02/2018.**

REGISTRO DE PERFORACIONES

COTA	PROFUNDIDAD (mts.)	MUESTRA	SIMBOLO	NATURALEZA DEL TERRENO ESTRATO	OBSERVACIONES
	0.00				
		M-1	C L	Arcilla inorganica de mediana plasticidad, consistencia suave, de color marrón, con manchas negras. Indice de plasticidad: 24.66% Humedad natural: 15.79%	
	0.50				
		M-2	C L	Arcilla inorganica de mediana plasticidad, consistencia semi dura, de color marron. Indice de plasticidad: 18,45% Humedad natural: 13.38% **Corte directo - profundidad = 1.20m** **Qa= 0.78 Kg/cm2**	Durante el tiempo de excavación no se detecto el nivel freatico. Nivel de cimentación. Profundidad de muestra: 3.00 m.
	3.00				

Fuente: Estudio de Mecánica de Suelos, 2018

ANEXO N°8: PERFIL ESTATIGRÁFICO DE PERFORACIÓN C2.

SERVICIOS PROFESIONALES DE ESTUDIOS DE SUELOS Y PAVIMENTOS

SOLICITADO : ARQ. MISAEL VASQUEZ YZQUIERDO
PROYECTO : "AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACION PRIMARIA EN LA I.E. JOSE ABELARDO QUIÑONES GONZALES DE LA LOCALIDAD DE OYOTUN, DISTRITO DE OYOTUN , PROVINCIA DE CHICLAYO, REGION LAMBAYEQUE".

UBICACIÓN : LOCALIDAD DE OYOTUN, DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA DE CHICLAYO, REGION LAMBAYEQUE
FECHA : **23/02/2018.**

REGISTRO DE PERFORACIONES

COTA	PROFUNDIDAD (mts.)	MUESTRA	SIMBOLO	NATURALEZA DEL TERRENO ESTRATO	OBSERVACIONES
	0.00				
		M-1	C L	Arcilla inorganica de mediana plasticidad, consistencia suave, de color marrón, con manchas negras. Indice de plasticidad: 25.36% Humedad natural: 16.78%	
	0.50				
		M-2	C L	Arcilla inorganica de mediana plasticidad, consistencia semi dura, de color marron. Indice de plasticidad: 15.90% Humedad natural: 14.82% **Corte directo - profundidad = 1.20m** **Qa= 0.76 Kg/cm2**	Durante el tiempo de excavación no se detecto el nivel freatico. Nivel de cimentación. Profundidad de muestra: 3.00 m.
	3.00				

Fuente: Estudio de Mecánica de Suelos, 2018

ANEXO N°9: PERFIL ESTATIGRÁFICO DE PERFORACIÓN C3.

SERVICIOS PROFESIONALES DE ESTUDIOS DE SUELOS Y PAVIMENTOS

SOLICITADO : ARQ. MISAEL VASQUEZ YZQUIERDO
PROYECTO : "AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACION PRIMARIA EN LA I.E. JOSE ABELARDO QUIÑONES GONZALES DE LA LOCALIDAD DE OYOTUN, DISTRITO DE OYOTUN , PROVINCIA DE CHICLAYO, REGION LAMBAYEQUE".

UBICACIÓN : LOCALIDAD DE OYOTUN, DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA DE CHICLAYO, REGION LAMBAYEQUE
FECHA : **23/02/2018.**

REGISTRO DE PERFORACIONES

COTA	PROFUNDIDAD (mts.)	MUESTRA	SIMBOLO	NATURALEZA DEL TERRENO ESTRATO	OBSERVACIONES
	0.00				
		M-1	C L	Arcilla inorganica de mediana plasticidad, consistencia suave, de color marrón, con manchas negras. Indice de plasticidad: 23.96% Humedad natural: 16.19%	
	0.50				
		M-2	C L	Arcilla inorganica de mediana plasticidad, consistencia semi dura, de color marron. Indice de plasticidad: 19.26% Humedad natural: 15.04% **Corte directo - profundidad = 1.20m** **Qa= 0.79 Kg/cm2**	Durante el tiempo de excavación no se detecto el nivel freatico. Nivel de cimentación. Profundidad de muestra: 3.00 m.
	3.00				

Fuente: Estudio de Mecánica de Suelos, 2018

GALERÍA FOTOGRÁFICA

ANEXO N°10:TRIBUNAS EXISTENTES.

Fuente: Elaboración propia, 2020

ANEXO N°11: REALIZACIÓN DE LA TOPOGRAFÍA.

Fuente: Elaboración propia, 2020

ANEXO N°12: REALIZACIÓN DE LA TOPOGRAFÍA.

Fuente: Elaboración propia, 2020

ANEXO N°13: DETERMINACIÓN DE LA DIRECCIÓN DEL VIENTO.

Fuente: Elaboración propia, 2020

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
01	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD.												
01.01	OBRAS PROVISIONALES Y TRABAJOS PRELIMINARES												
01.01.01	CONTRUCCIONES PROVISIONALES												
01.01.01.01	**CONSTRUCCION DE ALMACEN Y CASETA DE GUARDIANIA DE TRILAY CON COBERTURA DE FIBRAFORTE**	**m2**											**12.00**
	Construccion de Almacen y Caseta		1	4.00	3.00		1.00		12.00				
01.01.01.02	**CARTEL DE IDENTIFICACION DE OBRA 2.40x3.60 m (INC. GIGANTOGRAFIA)**	**und**											**1.00**
	Cartel de Identificacion de obra		1				1.00					1.00	
01.01.02	TRABAJOS PRELIMINARES												
01.01.02.01	**LIMPIEZA DEL TERRENO**	**m2**											**31510.00**
	Limpieza de terreno		1	230.00	137.00		1.00		31510.00				
01.01.02.02	**ELIMINACION DE BASURA Y ELEMENTOS SUELTOS Y LIVIANOS**	**m3**											**3781.20**
	Limpieza de terreno		1	230.00	137.00	0.10	1.20			3781.20			
01.01.02.03	**ELIMINACION DE MALEZA Y ARBUSTOS DE FACIL EXTRACCIÓN CON MAQUINARIA**	**m2**											**3781.20**
	Limpieza de terreno		1	230.00	137.00	0.10	1.20		3781.20				
01.01.02.04	**MOVILIZACION DE CAMPAMENTO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS**	**GLB**											**1.00**
	Movilizacion de Campamento, Maquinaria y Herramientas		1				1.00					1.00	
01.01.02.05	**TRAZOS NIVELES Y REPLANTEO**	**m2**											**31510.00**
	Trazo, Nivel y Replanteo		1	230.00	137.00		1.00		31510.00				
01.01.03	SEGURIDAD Y SALUD												
01.01.03.01	**ELABORACION, IMPLEMENTACION Y ADMINISTRACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO.**	**GLB**											**1.00**
	Plan de seguridad y Salud en el Trabajo		1				1.00					1.00	
01.01.03.02	**EQUIPOS DE PROTECCION PERSONAL (EPP)**	**GLB**											**1.00**
	EPP's		1				1.00					1.00	
01.01.03.03	**EQUIPOS DE PROTECCION COLECTIVA (EPC)**	**GLB**											**1.00**
	EPC		1				1.00					1.00	
01.01.03.04	**SEÑALIZACION TEMPORAL DE SEGURIDAD**	**GLB**											**1.00**
	Señaletica		1				1.00					1.00	
01.01.03.05	**CAPACITACION EN SEGURIDAD Y SALUD**	**GLB**											**1.00**
	Capacitaciones		1				1.00					1.00	
01.01.03.06	**RECURSOS PARA REPUESTAS ANTE EMERGENCIAS EN SEGURIDAD Y SALUD DURANTE EL TRABAJO**	**GLB**											**1.00**
	Recursos para emergencias.		1				1.00					1.00	
02	ESTRUCTURAS												
02.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS												
02.01.01	**NIVELACION DE TERRENO CON MAQUINARIA**	**m2**											**5671.80**
	Nivelacion de terreno		1	230.00	137.00	0.15	1.20		5671.80				
02.01.02	**EXCAVACION CON MAQUINARIA SOBRE TERRENO ARCILLOSO (PROF. 0.00-1.00m)**	**m3**											**193.66**
	BLOQUE A												
	Cimiento Corrido												
	Eje A', B' tramo 1-3		2	10.20	0.50	1.00	1.00			10.20			
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 1-2		6	3.82	0.40	1.00	1.00			9.17			
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 2-3		6	4.02	0.40	1.00	1.00			9.65			
	Eje 1,2,3 tramo A-B		3	2.85	0.40	1.00	1.00			3.42			
	Eje 1,2,3 tramo B-C		3	4.00	0.40	1.00	1.00			4.80			
	Eje 1,2,3 tramo C-D		3	3.43	0.40	1.00	1.00			4.12			
	Eje 1,2,3 tramo D-E		3	3.37	0.40	1.00	1.00			4.04			
	Eje 1,2,3 tramo E-F		3	3.80	0.40	1.00	1.00			4.56			
	BLOQUE B												
	Cimiento Corrido												
	Eje B' tramo 3'-4		1	1.50	0.50	1.00	1.00			0.75			
	Eje E' tramo 3'-4		1	1.80	0.50	1.00	1.00			0.90			
	Eje 3' tramos B-B'		1	2.18	0.50	1.00	1.00			1.09			

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B tramo 1-3		2	1.85	0.40	1.00	1.00			1.48			
	Eje A,B tramo 3-4		2	2.91	0.40	1.00	1.00			2.33			
	Eje E,F tramo 1-2		2	2.81	0.40	1.00	1.00			2.25			
	Eje E,F tramo 2-4		2	1.95	0.40	1.00	1.00			1.56			
	Eje 1,4 tramo A-B		2	0.85	0.40	1.00	1.00			0.68			
	Eje 1,4 tramo B-C		2	2.25	0.40	1.00	1.00			1.80			
	Eje 1,4 tramo C-D		2	1.55	0.40	1.00	1.00			1.24			
	Eje 1,4 tramo D-E		2	2.80	0.40	1.00	1.00			2.24			
	Eje 1,4 tramo E-F		2	2.00	0.40	1.00	1.00			1.60			
	Eje 2 tramo A-B		2	0.85	0.40	1.00	1.00			0.68			
	Eje 4 tramo E-F		2	2.00	0.40	1.00	1.00			1.60			
	BLOQUE C												
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D tramo 1-2		4	2.50	0.35	0.80	1.00			2.80			
	Eje 1,2 tramo A-B		2	3.45	0.35	1.00	1.00			2.42			
	Eje 1,2 tramo B-C		2	2.12	0.35	1.00	1.00			1.48			
	Eje 1,2 tramo C-D		2	2.15	0.35	1.00	1.00			1.51			
	BLOQUE D												
	Cimiento Corrido												
	Eje A' tramo 1-2		1	2.20	0.50	1.00	1.00			1.10			
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D,E tramo 1-2		5	1.15	0.40	1.00	1.00			2.30			
	Eje A,B,C,D,E tramo 2-3		5	3.35	0.40	1.00	1.00			6.70			
	Eje A,B,C,D,E tramo 3-4		5	2.25	0.40	1.00	1.00			4.50			
	Eje 1,2,3 tramo A-B		3	3.95	0.40	1.00	1.00			4.74			
	Eje 1,2,3 tramo B-C		3	4.25	0.40	1.00	1.00			5.10			
	Eje 1,2,3 tramo C-D		3	2.30	0.40	1.00	1.00			2.76			
	Eje 1,2,3 tramo D-E		3	4.05	0.40	1.00	1.00			4.86			
	BLOQUE F												
	Cimiento Corrido												
	Eje C' tramo 2'-3		1	4.15	0.50	1.00	1.00			2.08			
	Eje E tramo 1'-2		1	3.73	0.50	1.00	1.00			1.86			
	Eje 1 tramo D'-E'		1	3.85	0.50	1.00	1.00			1.93			
	Eje 2' tramo A-C'		1	5.40	0.50	1.00	1.00			2.70			
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 1-2		6	3.80	0.40	1.00	1.00			9.12			
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 2-3		6	4.35	0.40	1.00	1.00			10.44			
	Eje 1,2,3 tramo A-B		3	2.75	0.40	1.00	1.00			3.30			
	Eje 1,2,3 tramo B-C		3	2.55	0.40	1.00	1.00			3.06			
	Eje 1,2,3 tramo C-D		3	3.90	0.40	1.00	1.00			4.68			
	Eje 2,3 tramo D-E		2	2.10	0.40	1.00	1.00			1.68			
	Eje 2,3 tramo E-F		2	1.95	0.40	1.00	1.00			1.56			
	Eje 1 tramo D-F		1	4.92	0.40	1.00	1.00			1.97			
	BLOQUE G												
	Cimiento Corrido												
	Eje A' tramo 2'-3		1	4.15	0.50	1.00	1.00			2.08			
	Eje B',C' tramo 2'-3		2	3.83	0.50	1.00	1.00			3.83			
	Eje 2' tramo B'-B'		1	3.24	0.50	1.00	1.00			1.62			
	Eje 2' tramo C'-D		1	2.55	0.50	1.00	1.00			1.28			
	Eje 2' tramo D'-E		1	1.45	0.50	1.00	1.00			0.73			
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 1-2		6	3.80	0.40	1.00	1.00			9.12			
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 2-3		6	4.35	0.40	1.00	1.00			10.44			
	Eje 1,2,3 tramo A-B		3	1.85	0.40	0.80	1.00			1.78			
	Eje 1,2,3 tramo B-C		3	2.75	0.40	0.80	1.00			2.64			
	Eje 1,2,3 tramo C-D		3	2.55	0.40	0.80	1.00			2.45			
	Eje 1,2,3 tramo D-E		3	1.43	0.40	0.80	1.00			1.37			
	Eje 1,2,3 tramo E-F		3	1.62	0.40	0.80	1.00			1.56			
02.01.03	**EXCAVACION CON MAQUINARIA SOBRE TERRENO ARCILLOSO (PROF. 1.00-2.00m)**	**m3**											**681.74**
	BLOQUE A												
	Zapatas												
	Z1		8	1.50	1.50	1.30	1.00			23.40			
	Z2		4	2.00	2.00	1.30	1.00			20.80			

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Z3		4	1.20	1.20	1.30	1.00			7.49			
	Z4		2	1.60	1.60	1.30	1.00			6.66			
	BLOQUE B												
	Zapatas												
	Z1		4	1.00	1.00	1.30	1.00			5.20			
	Z2		6	1.20	1.20	1.30	1.00			11.23			
	Z3		2	1.50	1.50	1.30	1.00			5.85			
	Z4		4	2.40	2.40	1.30	1.00			29.95			
	BLOQUE C												
	Zapatas												
	Z1		2	1.20	1.20	1.30	1.00			3.74			
	Z2		2	1.30	1.30	1.30	1.00			4.39			
	Z3		4	1.00	1.00	1.30	1.00			5.20			
	BLOQUE D												
	Zapatas												
	Z1		3	1.20	1.20	1.30	1.00			5.62			
	Z2		7	1.40	1.40	1.30	1.00			17.84			
	Z3		10	1.80	1.80	1.30	1.00			42.12			
	BLOQUE E												
	Cimiento Corrido												
	Eje B tramo 1'-2		1	3.65	0.50	1.10	1.00			2.01			
	Eje 1' tramo A'-B		1	3.85	0.50	1.10	1.00			2.12			
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D,E,F,G tramo 1-2		6	3.65	0.40	1.10	1.00			9.64			
	Eje A,B,C,D,E,F,G tramo 2-3		7	4.45	0.40	1.10	1.00			13.71			
	Eje 1 tramo A-B		1	4.93	0.40	1.10	1.00			2.17			
	Eje 2,3 tramo A-B		2	2.05	0.40	1.10	1.00			1.80			
	Eje 2,3 tramo B-C		2	1.80	0.40	1.10	1.00			1.58			
	Eje 1,2,3 tramo C-D		3	2.85	0.40	1.10	1.00			3.76			
	Eje 1,2,3 tramo D-E		3	2.50	0.40	1.10	1.00			3.30			
	Eje 1,2,3 tramo E-F		3	3.75	0.40	1.10	1.00			4.95			
	Eje 1,2,3 tramo F-G		3	4.45	0.40	1.10	1.00			5.87			
	Zapatas												
	Z1		2	1.20	1.20	1.30	1.00			3.74			
	Z2		13	1.50	1.50	1.30	1.00			38.03			
	Z3		3	2.00	2.00	1.30	1.00			15.60			
	Z4		2	2.10	2.20	1.30	1.00			12.01			
	BLOQUE F												
	Zapatas												
	Z1		4	1.20	1.20	1.30	1.00			7.49			
	Z2		9	1.60	1.60	1.30	1.00			29.95			
	Z3		2	1.80	1.80	1.30	1.00			8.42			
	Z4		2	2.00	2.00	1.30	1.00			10.40			
	BLOQUE G												
	Zapatas												
	Z1		4	1.20	1.20	1.30	1.00			7.49			
	Z2		8	1.40	1.40	1.30	1.00			20.38			
	Z3		2	1.60	1.60	1.30	1.00			6.66			
	Z4		3	1.80	1.80	1.30	1.00			12.64			
	Z5		1	2.00	2.00	1.30	1.00			5.20			
	TRIBUNAS												
	Z1		4	1.20	1.40	1.30	4.00			34.94			
	Z2		8	1.40	1.60	1.30	4.00			93.18			
	Z3		2	1.00	1.20	1.30	4.00			12.48			
	Z4		3	1.80	2.00	1.30	4.00			56.16			
	Z5		1	2.20	2.40	1.30	4.00			27.46			
	TENSOESTRUCTURAS												
	Z1		8	1.00	1.00	1.30	1.00			10.40			
	Z2		8	1.20	1.20	1.30	1.00			14.98			
	Z3		1	1.60	1.60	1.30	1.00			3.33			
	Z4		8	1.00	1.00	1.30	1.00			10.40			
02.01.04	**RELLENO COMPACTADO MANUAL CON MATERIAL DE PROPIO**	**m3**											**308.23**
	BLOQUE A												
	Cimiento Corrido												

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Eje A', B' tramo 1-3		2	10.20	0.35	0.30	1.00			2.14			
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 1-2		6	3.82	0.25	0.30	1.00			1.72			
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 2-3		6	4.02	0.25	0.30	1.00			1.81			
	Eje 1,2,3 tramo A-B		3	2.85	0.25	0.30	1.00			0.64			
	Eje 1,2,3 tramo B-C		3	4.00	0.25	0.30	1.00			0.90			
	Eje 1 tramo C-D		1	3.43	0.25	0.30	1.00			0.26			
	Eje 2,3 tramo C-D		2	3.43	0.40	0.30	1.00			0.82			
	Eje 1 tramo D-E		1	3.37	0.25	0.30	1.00			0.25			
	Eje 2,3 tramo D-E		2	3.37	0.40	0.30	1.00			0.81			
	Eje 1 tramo E-F		1	3.80	0.25	0.30	1.00			0.29			
	Eje 2,3 tramo E-F		2	3.80	0.40	0.30	1.00			0.91			
	Zapatas												
	Z3 1A,3A,1F,3F		4	0.98		0.70	1.00			2.74			
	Z3 1A,3A,1F,3F * Columnas		4	0.81	0.25	0.30	1.00			0.24			
	Z4 2A,2F		2	1.66		0.70	1.00			2.33			
	Z4 2A,2F * Columnas		2	1.82	0.25	0.30	1.00			0.27			
	Z1 ,1B,3B,1C,3C,1D,3D,1E,3E		8	1.44		0.70	1.00			8.06			
	Z1 ,1B,3B,1C,3C,1D,3D,1E,3E * Columnas		8	1.73	0.40	0.30	1.00			1.66			
	Z2 2B,2C,2D,2E		4	2.56		0.70	1.00			7.17			
	Z2 2B,2C,2D,2E * Columnas		4	3.65	0.40	0.30	1.00			1.75			
	BLOQUE B												
	Cimiento Corrido												
	Eje B' tramo 3'-4		1	1.50	0.35	0.30	1.00			0.16			
	Eje E' tramo 3'-4		1	1.80	0.35	0.30	1.00			0.19			
	Eje 3' tramos B-B'		1	2.18	0.35	0.30	1.00			0.23			
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B tramo 1-3		2	1.85	0.25	0.70	1.00			0.65			
	Eje A,B tramo 3-4		2	2.91	0.25	0.70	1.00			1.02			
	Eje E,F tramo 1-2		2	2.81	0.40	0.70	1.00			1.57			
	Eje E,F tramo 2-4		2	1.95	0.25	0.70	1.00			0.68			
	Eje 1,4 tramo A-B		2	0.85	0.25	0.70	1.00			0.30			
	Eje 1,4 tramo B-C		2	2.25	0.25	0.70	1.00			0.79			
	Eje 1,4 tramo C-D		2	1.55	0.25	0.70	1.00			0.54			
	Eje 1,4 tramo D-E		2	2.80	0.25	0.70	1.00			0.98			
	Eje 1,4 tramo E-F		2	2.00	0.25	0.70	1.00			0.70			
	Eje 2 tramo A-B		2	0.85	0.25	0.70	1.00			0.30			
	Eje 4 tramo E-F		2	2.00	0.25	0.70	1.00			0.70			
	Zapatas												
	Z1		4	0.74		0.70	1.00			2.07			
	Z1* Columnas		4	0.65	0.25	0.30	1.00			0.20			
	Z2		6	0.79		0.70	1.00			3.32			
	Z2* Columnas		6	1.28	0.25	0.30	1.00			0.57			
	Z3		2	1.42		0.70	1.00			1.99			
	Z3* Columnas		2	1.73	0.25	0.30	1.00			0.26			
	Z4		4	4.80		0.70	1.00			13.44			
	Z4* Columnas		4	2.05	0.25	0.30	1.00			0.62			
	BLOQUE C												
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D tramo 1-2		4	2.50	0.20	0.30	1.00			0.60			
	Eje 1,2 tramo A-B		2	3.45	0.35	0.30	1.00			0.72			
	Eje 1,2 tramo B-C		2	2.12	0.20	0.30	1.00			0.25			
	Eje 1,2 tramo C-D		2	2.15	0.20	0.30	1.00			0.26			
	Zapatas												
	Z1		2	1.10		0.80	1.00			1.76			
	Z1* Columnas		2	0.90	0.40	0.30	1.00			0.22			
	Z2		2	1.12		0.80	1.00			1.79			
	Z2* Columnas		2	1.50	0.40	0.30	1.00			0.36			
	Z3		4	0.50		0.80	1.00			1.60			
	Z3* Columnas		4	1.05	0.40	0.30	1.00			0.50			
	BLOQUE D												
	Cimiento Corrido												
	Eje A' tramo 1-2		1	2.20	0.35	0.30	1.00			0.23			
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D,E tramo 1-2		5	1.15	0.25	0.30	1.00			0.43			

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Eje A,B,C,D,E tramo 2-3		5	3.35	0.40	0.30	1.00			2.01			
	Eje A,B,C,D,E tramo 3-4		5	2.25	0.25	0.30	1.00			0.84			
	Eje 1,2,3 tramo A-B		3	3.95	0.35	0.30	1.00			1.24			
	Eje 1,2,3 tramo B-C		3	4.25	0.35	0.30	1.00			1.34			
	Eje 1,2,3 tramo C-D		3	2.30	0.40	0.30	1.00			0.83			
	Eje 1,2,3 tramo D-E		3	4.05	0.30	0.30	1.00			1.09			
	Zapatas												
	Z1		3	2.04		0.70	1.00			4.28			
	Z1* Columnas		3	0.85	0.25	0.30	1.00			0.19			
	Z2		7	0.98		0.70	1.00			4.80			
	Z2* Columnas		7	1.05	0.25	0.30	1.00			0.55			
	Z3 (1)		4	2.23		0.70	1.00			6.25			
	Z3 (1)* Columnas		4	2.18	0.25	0.30	1.00			0.65			
	Z3 (2)		6	1.94		0.70	1.00			8.15			
	Z3 (2)* Columnas		6	2.90	0.25	0.30	1.00			1.31			
	<u>BLOQUE E</u>												
	Cimiento Corrido												
	Eje B tramo 1'-2		1	3.65	0.35	0.30	1.00			0.38			
	Eje 1' tramo A'-B		1	3.85	0.35	0.30	1.00			0.40			
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D,E,F,G tramo 1-2		6	3.65	0.35	0.30	1.00			2.30			
	Eje A,B,C,D,E,F,G tramo 2-3		7	4.45	0.30	0.30	1.00			2.80			
	Eje 1 tramo A-B		1	4.93	0.25	0.30	1.00			0.37			
	Eje 2,3 tramo A-B		2	2.05	0.33	0.30	1.00			0.40			
	Eje 2,3 tramo B-C		2	1.80	0.33	0.30	1.00			0.35			
	Eje 1,2,3 tramo C-D		3	2.85	0.35	0.30	1.00			0.90			
	Eje 1,2,3 tramo D-E		3	2.50	0.35	0.30	1.00			0.79			
	Eje 1,2,3 tramo E-F		3	3.75	0.30	0.30	1.00			1.01			
	Eje 1,2,3 tramo F-G		3	4.45	0.35	0.30	1.00			1.40			
	Zapatas												
	Z1		2	0.72		0.80	1.00			1.15			
	Z1* Columnas		2	0.85	0.25	0.30	1.00			0.13			
	Z2		13	1.42		0.80	1.00			14.77			
	Z2* Columnas		13	1.73	0.30	0.30	1.00			2.02			
	Z3		3	2.56		0.80	1.00			6.14			
	Z3* Columnas		3	3.30	0.33	0.30	1.00			0.97			
	Z4		2	3.06		0.80	1.00			4.90			
	Z4* Columnas		2	3.55	0.40	0.30	1.00			0.85			
	<u>BLOQUE F</u>												
	Cimiento Corrido												
	Eje C' tramo 2'-3		1	4.15	0.35	0.30	1.00			0.44			
	Eje E tramo 1'-2		1	3.73	0.35	0.30	1.00			0.39			
	Eje 1 tramo D'-E'		1	3.85	0.35	0.30	1.00			0.40			
	Eje 2' tramo A-C'		1	5.40	0.35	0.30	1.00			0.57			
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 1-2		5	3.80	0.28	0.30	1.00			1.60			
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 2-3		6	4.35	0.25	0.30	1.00			1.96			
	Eje 1,2,3 tramo A-B		3	2.75	0.25	0.30	1.00			0.62			
	Eje 1,2,3 tramo B-C		3	2.55	0.30	0.30	1.00			0.69			
	Eje 1,2,3 tramo C-D		3	3.90	0.25	0.30	1.00			0.88			
	Eje 2,3 tramo D-E		2	2.10	0.33	0.30	1.00			0.41			
	Eje 2,3 tramo E-F		2	1.95	0.33	0.30	1.00			0.38			
	Eje 1 tramo D-F		1	4.92	0.33	0.30	1.00			0.48			
	Zapatas												
	Z1		4	0.72		0.70	1.00			2.02			
	Z1* Columnas		4	0.85	0.25	0.30	1.00			0.26			
	Z2		9	1.28		0.70	1.00			8.06			
	Z2* Columnas		9	1.88	0.25	0.30	1.00			1.27			
	Z3		2	2.11		0.70	1.00			2.95			
	Z3* Columnas		2	2.18	0.25	0.30	1.00			0.33			
	Z4		2	2.54		0.70	1.00			3.56			
	Z4* Columnas		2	3.30	0.33	0.30	1.00			0.64			
	<u>BLOQUE G</u>												
	Cimiento Corrido												
	Eje A' tramo 2'-3		1	4.15	0.35	0.30	1.00			0.44			

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Eje B',C' tramo 2'-3		2	3.83	0.35	0.30	1.00			0.80			
	Eje 2' tramo B'-B'		1	3.24	0.35	0.30	1.00			0.34			
	Eje 2' tramo C'-D		1	2.55	0.35	0.30	1.00			0.27			
	Eje 2' tramo D'-E		1	1.45	0.35	0.30	1.00			0.15			
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 1-2		6	3.80	0.33	0.30	1.00			2.22			
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 2-3		6	4.35	0.33	0.30	1.00			2.54			
	Eje 1,2,3 tramo A-B		3	1.85	0.25	0.30	1.00			0.42			
	Eje 1,2,3 tramo B-C		3	2.75	0.25	0.30	1.00			0.62			
	Eje 1,2,3 tramo C-D		3	2.55	0.25	0.30	1.00			0.57			
	Eje 1,2,3 tramo D-E		3	1.43	0.30	0.30	1.00			0.39			
	Eje 1,2,3 tramo E-F		3	1.62	0.30	0.30	1.00			0.44			
	Zapatas												
	Z1		4	1.80		0.70	1.00			5.04			
	Z1* Columnas		4	0.85	0.25	0.30	1.00			0.26			
	Z2		8	0.98		0.70	1.00			5.49			
	Z2* Columnas		8	1.60	0.25	0.30	1.00			0.96			
	Z3		2	1.28		0.70	1.00			1.79			
	Z3* Columnas		2	1.90	0.25	0.30	1.00			0.29			
	Z4		3	1.62		0.70	1.00			3.40			
	Z4* Columnas		3	2.90	0.25	0.30	1.00			0.65			
	Z5		1	2.00		0.70	1.00			1.40			
	Z5* Columnas		1	3.30	0.25	0.30	1.00			0.25			
	TRIBUNAS												
	Z1		4	1.20	1.40	0.50	4.00			13.44			
	Z2		8	1.40	1.60	0.50	4.00			35.84			
	Z3		2	1.00	1.20	0.50	4.00			4.80			
	Z4		3	1.80	2.00	0.50	4.00			21.60			
	Z5		1	2.20	2.40	0.50	4.00			10.56			
	TENSOESTRUCTURAS												
	Z1		8	1.00	1.00	0.50	1.00			4.00			
	Z2		8	1.20	1.20	0.50	1.00			5.76			
	Z3		1	1.60	1.60	0.50	1.00			1.28			
	Z4		8	1.00	1.00	0.50	1.00			4.00			
02.01.05	**RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL CON MATERIAL DE PRESTAMO**	**m3**											**1.00**
	Relleno compactado con material de prestamo		1	1.00	1.00	1.00	1.00			1.00			
02.01.06	**ACARREO DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACIONES**	**m3**											**1214.09**
	Acarreo producto de excavaciones 0-1m		1		193.66		1.20			232.39			
	Acarreo producto de excavaciones 1-2m		1		681.74		1.20			981.70			
02.01.07	**ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/ CARGIO CON MAQUINARIA (DMAX=5KM)**	**m3**											**680.60**
	Acarreo producto de excavaciones 0-1m		1		193.66		1.20			232.39			
	Acarreo producto de excavaciones 1-2m		1		681.74		1.20			818.08			
	Relleno con material propio		-1		308.23		1.20			-369.87			
02.02	**OBRAS DE CONCRETO SIMPLE**												
02.02.01	**CIMIENTO CORRIDO CONCRETO CICLOPEO C:H 1:10 + 30% P.G. (TMAX=10")**	**m3**											**25.48**
	BLOQUE A												
	Cimiento Corrido												
	Eje A', B' tramo 1-3		2	10.20	0.50	0.70	1.00			7.14			
	BLOQUE B												
	Cimiento Corrido												
	Eje B' tramo 3'-4		1	1.50	0.50	0.70	1.00			0.53			
	Eje E' tramo 3'-4		1	1.80	0.50	0.70	1.00			0.63			
	Eje 3' tramos B-B'		1	2.18	0.50	0.70	1.00			0.76			
	BLOQUE D												
	Cimiento Corrido												
	Eje A' tramo 1-2		1	2.20	0.50	0.70	1.00			0.77			
	BLOQUE E												
	Cimiento Corrido												
	Eje B tramo 1'-2		1	3.65	0.50	0.80	1.00			1.46			
	Eje 1' tramo A'-B		1	3.85	0.50	0.80	1.00			1.54			
	BLOQUE F												

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Cimiento Corrido												
	Eje C' tramo 2'-3		1	4.15	0.50	0.70	1.00			1.45			
	Eje E tramo 1'-2		1	3.73	0.50	0.70	1.00			1.30			
	Eje 1 tramo D'-E'		1	3.85	0.50	0.70	1.00			1.35			
	Eje 2' tramo A-C'		1	5.40	0.50	0.70	1.00			1.89			
	BLOQUE G												
	Cimiento Corrido												
	Eje A' tramo 2'-3		1	4.15	0.50	0.70	1.00			1.45			
	Eje B',C' tramo 2'-3		2	3.83	0.50	0.70	1.00			2.68			
	Eje 2' tramo B'-B'		1	3.24	0.50	0.70	1.00			1.13			
	Eje 2' tramo C'-D		1	2.55	0.50	0.70	1.00			0.89			
	Eje 2' tramo D'-E		1	1.45	0.50	0.70	1.00			0.51			
02.02.02	**SOLADO, CONCRETO F'C=100 KG/CM2, E=0.10m**	**m2**											**455.17**
	BLOQUE A												
	Zapatas												
	Z1		8	1.50	1.50		1.00		18.00				
	Z2		4	2.00	2.00		1.00		16.00				
	Z3		4	1.20	1.20		1.00		5.76				
	Z4		2	1.60	1.60		1.00		5.12				
	BLOQUE B												
	Zapatas												
	Z1		4	1.00	1.00		1.00		4.00				
	Z2		6	1.20	1.20		1.00		8.64				
	Z3		2	1.50	1.50		1.00		4.50				
	Z4		4	2.40	2.40		1.00		23.04				
	BLOQUE C												
	Zapatas												
	Z1		2	1.20	1.20		1.00		2.88				
	Z2		2	1.30	1.30		1.00		3.38				
	Z3		4	1.00	1.00		1.00		4.00				
	BLOQUE D												
	Zapatas												
	Z1		3	1.20	1.20		1.00		4.32				
	Z2		7	1.40	1.40		1.00		13.72				
	Z3		10	1.80	1.80		1.00		32.40				
	BLOQUE E												
	Zapatas												
	Z1		2	1.20	1.20		1.00		2.88				
	Z2		13	1.50	1.50		1.00		29.25				
	Z3		3	2.00	2.00		1.00		12.00				
	Z4		2	2.10	2.20		1.00		9.24				
	BLOQUE F												
	Zapatas												
	Z1		4	1.20	1.20		1.00		5.76				
	Z2		9	1.60	1.60		1.00		23.04				
	Z3		2	1.80	1.80		1.00		6.48				
	Z4		2	2.00	2.00		1.00		8.00				
	BLOQUE G												
	Zapatas												
	Z1		4	1.20	1.20		1.00		5.76				
	Z2		8	1.40	1.40		1.00		15.68				
	Z3		2	1.60	1.60		1.00		5.12				
	Z4		3	1.80	1.80		1.00		9.72				
	Z5		1	2.00	2.00		1.00		4.00				
	TRIBUNAS												
	Z1		4	1.20	1.40		4.00		26.88				
	Z2		8	1.40	1.60		4.00		71.68				
	Z3		2	1.00	1.20		4.00		9.60				
	Z4		3	1.80	2.00		4.00		43.20				
	Z5		1	2.20	2.40		4.00		21.12				
02.02.03	**SOBRECIMIENTOS SIMPLES**												
02.02.03.01	**CONCRETO CICLOPEO C:H 1:8 + 25%PM (TMAX04") PARA SOBRECIMIENTOS SIMPLES**	**m3**											**54.04**
	BLOQUE A												
	Sobrecimientos Simples												

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Eje A tramo 1-3		1	9.96	0.15	0.65	1.00			0.97			
	Eje A' tramo 1-3		1	8.46	0.15	0.65	1.00			0.82			
	Eje B tramo 1-3		1	8.46	0.15	0.65	1.00			0.82			
	Eje B' tramo 1-3		1	8.46	0.15	0.65	1.00			0.82			
	Eje E tramo 1-3		1	8.21	0.15	0.65	1.00			0.80			
	Eje F tramo 1-3		1	9.96	0.15	0.65	1.00			0.97			
	Eje 1 tramo A-F		1	22.90	0.15	0.65	1.00			2.23			
	Eje 2 tramo A-F		1	6.50	0.15	0.65	1.00			0.63			
	Eje 3 tramo A-F		1	11.80	0.15	0.65	1.00			1.15			
	BLOQUE B												
	Sobrecimientos Simples												
	Eje A tramo 1-4		1	6.26	0.15	0.65	1.00			0.61			
	Eje B tramo 1-4		1	4.26	0.15	0.65	1.00			0.42			
	Eje B' tramo 1-4		1	0.86	0.15	0.65	1.00			0.08			
	Eje E tramo 1-4		1	1.70	0.15	0.65	1.00			0.17			
	Eje E' tramo 1-4		1	2.00	0.15	0.65	1.00			0.20			
	Eje F tramo 1-4		1	5.26	0.15	0.65	1.00			0.51			
	Eje 1 tramo A-F		1	13.95	0.15	0.65	1.00			1.36			
	Eje 2 tramo A-B		1	1.65	0.15	0.65	1.00			0.16			
	Eje 3 tramo E-F		1	4.75	0.15	0.65	1.00			0.46			
	Eje 4 tramo A-F		2	15.90	0.15	0.65	1.00			3.10			
	BLOQUE C												
	Sobrecimientos Simples												
	Eje A,B,C,D tramo 1-2		4	3.40	0.15	0.65	1.00			1.33			
	Eje 1,2 tramo C-D		2	2.85	0.15	0.65	1.00			0.56			
	Eje 1,2 tramo B-C		2	2.85	0.15	0.65	1.00			0.56			
	BLOQUE D												
	Sobrecimientos Simples												
	Eje A tramo 1-3		1	10.60	0.15	0.65	1.00			1.03			
	Eje A' tramo 1-3		1	2.30	0.15	0.65	1.00			0.22			
	Eje B tramo 1-3		1	9.60	0.15	0.65	1.00			0.94			
	Eje C tramo 1-3		1	2.30	0.15	0.65	1.00			0.22			
	Eje D tramo 1-3		1	2.30	0.15	0.65	1.00			0.22			
	Eje E tramo 1-3		1	7.40	0.15	0.65	1.00			0.72			
	Eje 1 tramo A-E		1	15.00	0.15	0.65	1.00			1.46			
	Eje 2 tramo A-E		1	17.25	0.15	0.65	1.00			1.68			
	Eje 4 tramo A-E		1	15.00	0.15	0.65	1.00			1.46			
	BLOQUE E												
	Sobrecimientos Simples												
	Eje A tramo 1-3		1	10.25	0.15	0.65	1.00			1.00			
	Eje B tramo 1'-3		1	8.65	0.15	0.65	1.00			0.84			
	Eje C tramo 1-3		1	10.25	0.15	0.65	1.00			1.00			
	Eje E tramo 1-3		1	4.80	0.15	0.65	1.00			0.47			
	Eje F tramo 1-3		1	4.80	0.15	0.65	1.00			0.47			
	Eje G tramo 1-3		1	10.25	0.15	0.65	1.00			1.00			
	Eje 1 tramo A-G		1	16.05	0.15	0.65	1.00			1.56			
	Eje 3 tramo A-G		1	23.85	0.15	0.65	1.00			2.33			
	BLOQUE F												
	Sobrecimientos Simples												
	Eje A tramo 1-3		1	10.25	0.15	0.65	1.00			1.00			
	Eje B tramo 1'-3		1	9.05	0.15	0.65	1.00			0.88			
	Eje C tramo 1-3		1	4.85	0.15	0.65	1.00			0.47			
	Eje C' tramo 1-3		1	3.90	0.15	0.65	1.00			0.38			
	Eje D tramo 1-3		1	10.25	0.15	0.65	1.00			1.00			
	Eje E tramo 1-3		1	9.35	0.15	0.65	1.00			0.91			
	Eje F tramo 1-3		1	10.25	0.15	0.65	1.00			1.00			
	Eje 1 tramo A-G		1	14.40	0.15	0.65	1.00			1.40			
	Eje 1' tramo A-G		1	3.85	0.15	0.65	1.00			0.38			
	Eje 2' tramo A-G		1	7.10	0.15	0.65	1.00			0.69			
	Eje 3 tramo A-G		1	18.55	0.15	0.65	1.00			1.81			
	BLOQUE G												
	Sobrecimientos Simples												
	Eje A tramo 1-3		1	10.25	0.15	0.65	1.00			1.00			
	Eje A' tramo 1-3		1	4.40	0.15	0.65	1.00			0.43			
	Eje B' tramo 1'-3		1	4.25	0.15	0.65	1.00			0.41			

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Eje C' tramo 1-3		1	4.25	0.15	0.65	1.00			0.41			
	Eje E tramo 1-3		1	10.25	0.15	0.65	1.00			1.00			
	Eje F tramo 1-3		1	10.25	0.15	0.65	1.00			1.00			
	Eje 1 tramo A-F		1	12.60	0.15	0.65	1.00			1.23			
	Eje 2 tramo A-G		1	10.68	0.15	0.65	1.00			1.04			
	Eje 2' tramo A-G		1	7.40	0.15	0.65	1.00			0.72			
	Eje 3 tramo A-G		1	15.25	0.15	0.65	1.00			1.49			
02.02.03.02	**ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTOS SIMPLES**	**m2**											**408.92**
	BLOQUE A												
	Sobrecimientos Simples												
	Eje A tramo 1-3		1	9.96		0.65	1.00		6.47				
	Eje A' tramo 1-3		1	8.46		0.65	2.00		11.00				
	Eje B tramo 1-3		1	8.46		0.65	1.00		5.50				
	Eje B' tramo 1-3		1	8.46		0.65	2.00		11.00				
	Eje E tramo 1-3		1	8.21		0.65	1.00		5.34				
	Eje F tramo 1-3		1	9.96		0.65	1.00		6.47				
	Eje 1 tramo A-F		1	22.90		0.65	1.00		14.89				
	Eje 2 tramo A-F		1	6.50		0.65	1.00		4.23				
	Eje 3 tramo A-F		1	11.80		0.65	1.00		7.67				
	BLOQUE B												
	Sobrecimientos Simples												
	Eje A tramo 1-4		1	6.26		0.65	1.00		4.07				
	Eje B tramo 1-4		1	4.26		0.65	1.00		2.77				
	Eje B' tramo 1-4		1	0.86		0.65	2.00		1.12				
	Eje E tramo 1-4		1	1.70		0.65	1.00		1.11				
	Eje E' tramo 1-4		1	2.00		0.65	2.00		2.60				
	Eje F tramo 1-4		1	5.26		0.65	1.00		3.42				
	Eje 1 tramo A-F		1	13.95		0.65	1.00		9.07				
	Eje 2 tramo A-B		1	1.65		0.65	1.00		1.07				
	Eje 3 tramo E-F		1	4.75		0.65	1.00		3.09				
	Eje 3' tramo E-F		1	2.00		0.65	2.00		2.60				
	Eje 4 tramo A-F		2	15.90		0.65	1.00		20.67				
	BLOQUE C												
	Sobrecimientos Simples												
	Eje A,B,C,D tramo 1-2		4	3.40		0.65	1.00		8.84				
	Eje 1,2 tramo C-D		2	2.85		0.65	1.00		3.71				
	Eje 1,2 tramo B-C		2	2.85		0.65	1.00		3.71				
	BLOQUE D												
	Sobrecimientos Simples												
	Eje A tramo 1-3		1	10.60		0.65	1.00		6.89				
	Eje A' tramo 1-3		1	2.30		0.65	2.00		2.99				
	Eje B tramo 1-3		1	9.60		0.65	1.00		6.24				
	Eje C tramo 1-3		1	2.30		0.65	1.00		1.50				
	Eje D tramo 1-3		1	2.30		0.65	1.00		1.50				
	Eje E tramo 1-3		1	7.40		0.65	1.00		4.81				
	Eje 1 tramo A-E		1	15.00		0.65	1.00		9.75				
	Eje 2 tramo A-E		1	17.25		0.65	1.00		11.21				
	Eje 4 tramo A-E		1	15.00		0.65	1.00		9.75				
	BLOQUE E												
	Sobrecimientos Simples												
	Eje A tramo 1-3		1	10.25		0.65	1.00		6.66				
	Eje B tramo 1'-3		1	8.75		0.65	2.00		11.38				
	Eje C tramo 1-3		1	10.25		0.65	1.00		6.66				
	Eje E tramo 1-3		1	4.80		0.65	1.00		3.12				
	Eje F tramo 1-3		1	4.80		0.65	1.00		3.12				
	Eje G tramo 1-3		1	10.25		0.65	1.00		6.66				
	Eje 1 tramo A-G		1	16.05		0.65	1.00		10.43				
	Eje 3 tramo A-G		1	23.85		0.65	1.00		15.50				
	BLOQUE F												
	Sobrecimientos Simples												
	Eje A tramo 1-3		1	10.25		0.65	1.00		6.66				
	Eje B tramo 1'-3		1	9.05		0.65	2.00		11.77				
	Eje C tramo 1-3		1	4.85		0.65	1.00		3.15				
	Eje C' tramo 1-3		1	3.90		0.65	2.00		5.07				

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Eje D tramo 1-3		1	10.25		0.65	1.00		6.66				
	Eje E tramo 1-3		1	9.35		0.65	1.00		6.08				
	Eje F tramo 1-3		1	10.25		0.65	1.00		6.66				
	Eje 1 tramo A-G		1	14.40		0.65	1.00		9.36				
	Eje 1' tramo A-G		1	3.85		0.65	2.00		5.01				
	Eje 2' tramo A-G		1	7.10		0.65	2.00		9.23				
	Eje 3 tramo A-G		1	18.55		0.65	1.00		12.06				
	BLOQUE G												
	Sobrecimientos Simples												
	Eje A tramo 1-3		1	10.25		0.65	1.00		6.66				
	Eje A' tramo 1-3		1	4.40		0.65	2.00		5.72				
	Eje B' tramo 1'-3		1	4.25		0.65	1.00		2.76				
	Eje C' tramo 1-3		1	4.25		0.65	2.00		5.53				
	Eje E tramo 1-3		1	10.25		0.65	1.00		6.66				
	Eje F tramo 1-3		1	10.25		0.65	1.00		6.66				
	Eje 1 tramo A-F		1	12.60		0.65	1.00		8.19				
	Eje 2 tramo A-G		1	10.68		0.65	1.00		6.94				
	Eje 2' tramo A-G		1	7.40		0.65	2.00		9.62				
	Eje 3 tramo A-G		1	15.25		0.65	1.00		9.91				
02.02.04	**FALSO PISO, CONCRETO MEZCLA C:H 1:8, E=0.10m**	**m2**											1319.18
	Bloque A		1	257.26			1.00		257.26				
	Bloque B		1	121.21			1.00		121.21				
	Bloque C		1	39.61			1.00		39.61				
	Bloque D		1	225.76			1.00		225.76				
	Bloque E		1	278.73			1.00		278.73				
	Bloque F		1	216.35			1.00		216.35				
	Bloque G		1	180.27			1.00		180.27				
02.03	**OBRAS DE CONCRETO ARMADO**												
02.03.01	**ZAPATAS**												
02.03.01.01	**CONCRETO F'C=210KGF/CM2 PARA ZAPATAS**	**m3**											241.60
	BLOQUE A												
	Zapatas												
	Z1		8	1.50	1.50	0.50	1.00			9.00			
	Z2		4	2.00	2.00	0.50	1.00			8.00			
	Z3		4	1.20	1.20	0.50	1.00			2.88			
	Z4		2	1.60	1.60	0.50	1.00			2.56			
	BLOQUE B												
	Zapatas												
	Z1		4	1.00	1.00	0.50	1.00			2.00			
	Z2		6	1.20	1.20	0.50	1.00			4.32			
	Z3		2	1.50	1.50	0.50	1.00			2.25			
	Z4		4	2.40	2.40	0.50	1.00			11.52			
	BLOQUE C												
	Zapatas												
	Z1		2	1.20	1.20	0.40	1.00			1.15			
	Z2		2	1.30	1.30	0.40	1.00			1.35			
	Z3		4	1.00	1.00	0.40	1.00			1.60			
	BLOQUE D												
	Zapatas												
	Z1		3	1.20	1.20	0.50	1.00			2.16			
	Z2		7	1.40	1.40	0.50	1.00			6.86			
	Z3		10	1.80	1.80	0.50	1.00			16.20			
	BLOQUE E												
	Zapatas												
	Z1		2	1.20	1.20	0.50	1.00			1.44			
	Z2		13	1.50	1.50	0.50	1.00			14.63			
	Z3		3	2.00	2.00	0.50	1.00			6.00			
	Z4		2	2.10	2.20	0.50	1.00			4.62			
	BLOQUE F												
	Zapatas												
	Z1		4	1.20	1.20	0.50	1.00			2.88			
	Z2		9	1.60	1.60	0.50	1.00			11.52			
	Z3		2	1.80	1.80	0.50	1.00			3.24			
	Z4		2	2.00	2.00	0.50	1.00			4.00			
	BLOQUE G												

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Zapatas												
	Z1		4	1.20	1.20	0.50	1.00			2.88			
	Z2		8	1.40	1.40	0.50	1.00			7.84			
	Z3		2	1.60	1.60	0.50	1.00			2.56			
	Z4		3	1.80	1.80	0.50	1.00			4.86			
	Z5		1	2.00	2.00	0.50	1.00			2.00			
	TRIBUNAS												
	Z1		4	1.20	1.40	0.50	4.00			13.44			
	Z2		8	1.40	1.60	0.50	4.00			35.84			
	Z3		2	1.00	1.20	0.50	4.00			4.80			
	Z4		3	1.80	2.00	0.50	4.00			21.60			
	Z5		1	2.20	2.40	0.50	4.00			10.56			
	TENSOESTRUCTURAS												
	Z1		8	1.00	1.00	0.50	1.00			4.00			
	Z2		8	1.20	1.20	0.50	1.00			5.76			
	Z3		1	1.60	1.60	0.50	1.00			1.28			
	Z4		8	1.00	1.00	0.50	1.00			4.00			
02.03.01.02	**ACERO CORRUGADO G"60 FY=4200 KGF/CM2 PARA ZAPATAS**	**kg**											**6059.79**
	BLOQUE A												
	Zapatas				gancho	empal				kg/m			
	Z1 acero en X y Y 24 Ø1/2" _____		1	1.40		0.00	24.00	33.60		0.99	33.26		
	Z2 acero en X y Y 16 Ø1/2" _____		4	1.90		0.00	32.00	243.20		0.99	240.77		
	Z3 acero en X y Y 18 Ø1/2" _____		4	1.10		0.00	18.00	79.20		0.99	78.41		
	Z4 acero en X y Y 24 Ø1/2" _____		4	1.50		0.00	24.00	144.00		0.99	142.56		
	BLOQUE B												
	Zapatas				gancho	empal				kg/m			
	Z1 acero en X y Y 16 Ø1/2" _____		4	0.90		0.00	16.00	57.60		0.99	57.02		
	Z2 acero en X y Y 18 Ø1/2" _____		6	1.10		0.00	18.00	118.80		0.99	117.61		
	Z3 acero en X y Y 24 Ø1/2" _____		2	1.40		0.00	24.00	67.20		0.99	66.53		
	Z4 acero en X y Y 40 Ø1/2" _____		2	2.30		0.00	40.00	184.00		0.99	182.16		
	BLOQUE C												
	Zapatas				gancho	empal				kg/m			
	Z1 acero en X y Y 16 Ø1/2" _____		2	1.10		0.00	16.00	35.20		0.99	34.85		
	Z2 acero en X y Y 18 Ø1/2" _____		2	1.20		0.00	18.00	43.20		0.99	42.77		
	Z3 acero en X y Y 12 Ø1/2" _____		4	0.90		0.00	12.00	43.20		0.99	42.77		
	BLOQUE D												
	Zapatas				gancho	empal				kg/m			
	Z1 acero en X y Y 18 Ø1/2" _____		3	1.10		0.00	18.00	59.40		0.99	58.81		
	Z2 acero en X y Y 22 Ø1/2" _____		7	1.30		0.00	22.00	200.20		0.99	198.20		
	Z3 acero en X y Y 28 Ø1/2" _____		10	1.70		0.00	28.00	476.00		0.99	471.24		
	BLOQUE E												
	Zapatas				gancho	empal				kg/m			
	Z1 acero en X y Y 18 Ø1/2" _____		2	1.10		0.00	18.00	39.60		0.99	39.20		
	Z2 acero en X y Y 24 Ø1/2" _____		13	1.40		0.00	24.00	436.80		0.99	432.43		
	Z3 acero en X y Y 32 Ø1/2" _____		3	1.90		0.00	32.00	182.40		0.99	180.58		
	Z4 acero en X y Y 34 Ø1/2" _____		2	2.05		0.00	34.00	139.40		0.99	138.01		
	BLOQUE F												
	Zapatas				gancho	empal				kg/m			
	Z1 acero en X y Y 18 Ø1/2" _____		4	1.10		0.00	18.00	79.20		0.99	78.41		
	Z2 acero en X y Y 24 Ø1/2" _____		9	1.50		0.00	24.00	324.00		0.99	320.76		
	Z3 acero en X y Y 28 Ø1/2" _____		2	1.70		0.00	28.00	95.20		0.99	94.25		
	Z4 acero en X y Y 32 Ø1/2" _____		2	1.90		0.00	32.00	121.60		0.99	120.38		
	BLOQUE G												
	Zapatas				gancho	empal				kg/m			
	Z1 acero en X y Y 18 Ø1/2" _____		4	1.10		0.00	18.00	79.20		0.99	78.41		
	Z2 acero en X y Y 22 Ø1/2" _____		8	1.30		0.00	22.00	228.80		0.99	226.51		
	Z3 acero en X y Y 24 Ø1/2" _____		2	1.50		0.00	24.00	72.00		0.99	71.28		
	Z4 acero en X y Y 28 Ø1/2" _____		3	1.70		0.00	28.00	142.80		0.99	141.37		
	Z5 acero en X y Y 32 Ø1/2" _____		1	1.90		0.00	32.00	60.80		0.99	60.19		
	TRIBUNAS				gancho	empal				kg/m			
	Z1 acero en X y Y 18 Ø1/2" _____		16	1.10		0.00	18.00	316.80		0.99	313.63		
	Z2 acero en X y Y 22 Ø1/2" _____		32	1.30		0.00	22.00	915.20		0.99	906.05		
	Z3 acero en X y Y 24 Ø1/2" _____		8	1.50		0.00	24.00	288.00		0.99	285.12		
	Z4 acero en X y Y 28 Ø1/2" _____		12	1.70		0.00	28.00	571.20		0.99	565.49		

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Z5 acero en X y Y 32 Ø1/2" _____		4	1.90		0.00	32.00	243.20		0.99	240.77		
02.03.02	**VIGAS DE CIMENTACION**												
02.03.02.01	**CONCRETO F'C=210KGF/CM2 PARA VIGAS DE CIMENTACION**	**m3**											**364.04**
	BLOQUE A												
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 1-2		6	3.82	0.40	0.30	1.00			2.75			
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 1-2 *Parte Sup		6	4.88	0.40	0.40	1.00			4.68			
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 2-3		6	4.02	0.40	0.30	1.00			2.89			
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 2-3 *Parte Sup		6	5.08	0.40	0.40	1.00			4.88			
	Eje 1,2,3 tramo A-B		3	2.85	0.40	0.30	1.00			1.03			
	Eje 1,2,3 tramo A-B *Parte Sup		3	3.85	0.40	0.40	1.00			1.85			
	Eje 1,2,3 tramo B-C		3	4.00	0.40	0.30	1.00			1.44			
	Eje 1,2,3 tramo B-C *Parte Sup		3	5.15	0.40	0.40	1.00			2.47			
	Eje 1,2,3 tramo C-D		3	3.43	0.40	0.30	1.00			1.23			
	Eje 1,2,3 tramo C-D *Parte Sup		3	4.58	0.40	0.40	1.00			2.20			
	Eje 1,2,3 tramo D-E		3	3.37	0.40	0.30	1.00			1.21			
	Eje 1,2,3 tramo D-E *Parte Sup		3	4.52	0.40	0.40	1.00			2.17			
	Eje 1,2,3 tramo E-F		3	3.80	0.40	0.30	1.00			1.37			
	Eje 1,2,3 tramo E-F *Parte Sup		3	4.80	0.40	0.40	1.00			2.30			
	BLOQUE B												
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B tramo 1-3		2	1.85	0.40	0.30	1.00			0.44			
	Eje A,B tramo 1-3 *Parte Sup		2	2.60	0.40	0.40	1.00			0.83			
	Eje A,B tramo 3-4		2	2.91	0.40	0.30	1.00			0.70			
	Eje A,B tramo 3-4 *Parte Sup		2	3.66	0.40	0.40	1.00			1.17			
	Eje E,F tramo 1-2		2	2.81	0.40	0.30	1.00			0.67			
	Eje E,F tramo 1-2 *Parte Sup		2	3.56	0.40	0.40	1.00			1.14			
	Eje E,F tramo 2-4		2	1.95	0.40	0.30	1.00			0.47			
	Eje E,F tramo 2-4 *Parte Sup		2	2.70	0.40	0.40	1.00			0.86			
	Eje 1,4 tramo A-B		2	0.85	0.40	0.30	1.00			0.20			
	Eje 1,4 tramo A-B *Parte Sup		2	1.65	0.40	0.40	1.00			0.53			
	Eje 1,4 tramo B-C		2	2.25	0.40	0.30	1.00			0.54			
	Eje 1,4 tramo B-C *Parte Sup		2	3.65	0.40	0.40	1.00			1.17			
	Eje 1,4 tramo C-D		2	1.55	0.40	0.30	1.00			0.37			
	Eje 1,4 tramo C-D *Parte Sup		2	3.60	0.40	0.40	1.00			1.15			
	Eje 1,4 tramo D-E		2	2.80	0.40	0.30	1.00			0.67			
	Eje 1,4 tramo D-E *Parte Sup		2	4.25	0.40	0.40	1.00			1.36			
	Eje 1,4 tramo E-F		2	2.00	0.40	0.30	1.00			0.48			
	Eje 1,4 tramo E-F *Parte Sup		2	2.75	0.40	0.40	1.00			0.88			
	Eje 2 tramo A-B		2	0.85	0.40	0.30	1.00			0.20			
	Eje 2 tramo A-B *Parte Sup		2	1.65	0.40	0.40	1.00			0.53			
	Eje 4 tramo E-F		2	2.00	0.40	0.30	1.00			0.48			
	Eje 4 tramo E-F *Parte Sup		2	2.75	0.40	0.40	1.00			0.88			
	BLOQUE C												
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D tramo 1-2		4	3.40	0.35	0.50	1.00			2.38			
	Eje 1,2 tramo A-B		2	3.45	0.35	0.20	1.00			0.48			
	Eje 1,2 tramo A-B *Parte Sup		2	4.40	0.35	0.50	1.00			1.54			
	Eje 1,2 tramo B-C		2	2.12	0.35	0.20	1.00			0.30			
	Eje 1,2 tramo B-C *Parte Sup		2	2.85	0.35	0.50	1.00			1.00			
	Eje 1,2 tramo C-D		2	2.15	0.35	0.20	1.00			0.30			
	Eje 1,2 tramo C-D *Parte Sup		2	2.85	0.35	0.50	1.00			1.00			
	BLOQUE D												
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D,E tramo 1-2		5	1.15	0.40	0.30	1.00			0.69			
	Eje A,B,C,D,E tramo 1-2 *Parte Sup		5	2.30	0.40	0.40	1.00			1.84			
	Eje A,B,C,D,E tramo 2-3		5	3.35	0.40	0.30	1.00			2.01			
	Eje A,B,C,D,E tramo 2-3 *Parte Sup		5	4.80	0.40	0.40	1.00			3.84			
	Eje A,B,C,D,E tramo 3-4		5	2.25	0.40	0.30	1.00			1.35			
	Eje A,B,C,D,E tramo 3-4 *Parte Sup		5	3.50	0.40	0.40	1.00			2.80			
	Eje 1,2,3 tramo A-B		3	3.95	0.40	0.30	1.00			1.42			
	Eje 1,2,3 tramo A-B *Parte Sup		3	4.80	0.40	0.40	1.00			2.30			
	Eje 1,2,3 tramo B-C		3	4.25	0.40	0.30	1.00			1.53			
	Eje 1,2,3 tramo B-C *Parte Sup		3	5.10	0.40	0.40	1.00			2.45			

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Eje 1,2,3 tramo C-D		3	2.30	0.40	0.30	1.00			0.83			
	Eje 1,2,3 tramo C-D *Parte Sup		3	3.25	0.40	0.40	1.00			1.56			
	Eje 1,2,3 tramo D-E		3	4.05	0.40	0.30	1.00			1.46			
	Eje 1,2,3 tramo D-E *Parte Sup		3	5.10	0.40	0.40	1.00			2.45			
	BLOQUE E												
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D,E,F,G tramo 1-2		6	3.65	0.40	0.30	1.00			2.63			
	Eje A,B,C,D,E,F,G tramo 1-2 *Parte Sup		6	4.80	0.40	0.50	1.00			5.76			
	Eje A,B,C,D,E,F,G tramo 2-3		7	4.45	0.40	0.30	1.00			3.74			
	Eje A,B,C,D,E,F,G tramo 2-3 *Parte Sup		7	5.45	0.40	0.50	1.00			7.63			
	Eje 1 tramo A-B		1	4.93	0.40	0.30	1.00			0.59			
	Eje 1 tramo A-B *Parte Sup		1	6.05	0.40	0.50	1.00			1.21			
	Eje 2,3 tramo A-B		2	2.05	0.40	0.30	1.00			0.49			
	Eje 2,3 tramo A-B *Parte Sup		2	2.90	0.40	0.50	1.00			1.16			
	Eje 2,3 tramo B-C		2	1.80	0.40	0.30	1.00			0.43			
	Eje 2,3 tramo B-C *Parte Sup		2	2.80	0.40	0.50	1.00			1.12			
	Eje 1,2,3 tramo C-D		3	2.85	0.40	0.30	1.00			1.03			
	Eje 1,2,3 tramo C-D *Parte Sup		3	4.00	0.40	0.50	1.00			2.40			
	Eje 1,2,3 tramo D-E		3	2.50	0.40	0.30	1.00			0.90			
	Eje 1,2,3 tramo D-E *Parte Sup		3	3.65	0.40	0.50	1.00			2.19			
	Eje 1,2,3 tramo E-F		3	3.75	0.40	0.30	1.00			1.35			
	Eje 1,2,3 tramo E-F *Parte Sup		3	4.90	0.40	0.50	1.00			2.94			
	Eje 1,2,3 tramo F-G		3	4.45	0.40	0.30	1.00			1.60			
	Eje 1,2,3 tramo F-G *Parte Sup		3	5.60	0.40	0.50	1.00			3.36			
	BLOQUE F												
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 1-2		6	3.80	0.40	0.30	1.00			2.74			
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 1-2 *Parte Sup		6	4.85	0.40	0.40	1.00			4.66			
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 2-3		6	4.35	0.40	0.30	1.00			3.13			
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 2-3 *Parte Sup		6	5.40	0.40	0.40	1.00			5.18			
	Eje 1,2,3 tramo A-B		3	2.75	0.40	0.30	1.00			0.99			
	Eje 1,2,3 tramo A-B *Parte Sup		3	3.80	0.40	0.40	1.00			1.82			
	Eje 1,2,3 tramo B-C		3	2.55	0.40	0.30	1.00			0.92			
	Eje 1,2,3 tramo B-C *Parte Sup		3	3.75	0.40	0.40	1.00			1.80			
	Eje 1,2,3 tramo C-D		3	3.90	0.40	0.30	1.00			1.40			
	Eje 1,2,3 tramo C-D *Parte Sup		3	5.10	0.40	0.40	1.00			2.45			
	Eje 2,3 tramo D-E		2	2.10	0.40	0.30	1.00			0.50			
	Eje 2,3 tramo D-E *Parte Sup		2	3.10	0.40	0.40	1.00			0.99			
	Eje 2,3 tramo E-F		2	1.95	0.40	0.30	1.00			0.47			
	Eje 2,3 tramo E-F *Parte Sup		2	2.80	0.40	0.40	1.00			0.90			
	Eje 1 tramo D-F		1	4.92	0.40	0.30	1.00			0.59			
	Eje 1 tramo D-F *Parte Sup		1	6.25	0.40	0.40	1.00			1.00			
	BLOQUE G												
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 1-2		6	3.80	0.40	0.30	1.00			2.74			
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 1-2 *Parte Sup		6	4.85	0.40	0.40	1.00			4.66			
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 2-3		6	4.35	0.40	0.30	1.00			3.13			
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 2-3 *Parte Sup		6	5.40	0.40	0.40	1.00			5.18			
	Eje 1,2,3 tramo A-B		3	1.85	0.40	0.30	1.00			0.67			
	Eje 1,2,3 tramo A-B *Parte Sup		3	2.80	0.40	0.40	1.00			1.34			
	Eje 1,2,3 tramo B-C		3	2.75	0.40	0.30	1.00			0.99			
	Eje 1,2,3 tramo B-C *Parte Sup		3	3.80	0.40	0.40	1.00			1.82			
	Eje 1,2,3 tramo C-D		3	2.55	0.40	0.30	1.00			0.92			
	Eje 1,2,3 tramo C-D *Parte Sup		3	3.60	0.40	0.40	1.00			1.73			
	Eje 1,2,3 tramo D-E		3	1.43	0.40	0.30	1.00			0.51			
	Eje 1,2,3 tramo D-E *Parte Sup		3	2.48	0.40	0.40	1.00			1.19			
	Eje 1,2,3 tramo E-F		3	1.62	0.40	0.30	1.00			0.58			
	Eje 1,2,3 tramo E-F *Parte Sup		3	2.57	0.40	0.40	1.00			1.23			
	TRIBUNAS												
	Eje A		12	3.65	0.50	0.35	4.00			30.66			
	Eje B		12	2.15	0.50	0.35	4.00			18.06			
	Eje horizontal		15	5.70	0.50	0.80	4.00			136.80			
02.03.02.02	**ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA VIGAS DE CIMENTACION**	**m2**											**521.64**

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	BLOQUE A												
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 1-2		6	1.06		0.40	2.00		5.09				
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 2-3		6	1.06		0.40	2.00		5.09				
	Eje 1,2,3 tramo A-B		3	1.00		0.40	2.00		2.40				
	Eje 1,2,3 tramo B-C		3	1.15		0.40	2.00		2.76				
	Eje 1,2,3 tramo C-D		3	1.15		0.40	2.00		2.76				
	Eje 1,2,3 tramo D-E		3	1.15		0.40	2.00		2.76				
	Eje 1,2,3 tramo E-F		3	1.00		0.40	2.00		2.40				
	BLOQUE B												
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B tramo 1-3		2	0.75		0.40	2.00		1.20				
	Eje A,B tramo 3-4		2	0.75		0.40	2.00		1.20				
	Eje E,F tramo 1-2		2	0.75		0.40	2.00		1.20				
	Eje E,F tramo 2-4		2	0.75		0.40	2.00		1.20				
	Eje 1,4 tramo A-B		2	0.80		0.40	2.00		1.28				
	Eje 1,4 tramo B-C		2	1.40		0.40	2.00		2.24				
	Eje 1,4 tramo C-D		2	2.05		0.40	2.00		3.28				
	Eje 1,4 tramo D-E		2	1.45		0.40	2.00		2.32				
	Eje 1,4 tramo E-F		2	0.75		0.40	2.00		1.20				
	Eje 2 tramo A-B		2	0.80		0.40	2.00		1.28				
	Eje 4 tramo E-F		2	0.75		0.40	2.00		1.20				
	BLOQUE C												
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D tramo 1-2		4	0.90		0.50	2.00		3.60				
	Eje 1,2 tramo A-B		2	0.95		0.50	2.00		1.90				
	Eje 1,2 tramo B-C		2	0.73		0.50	2.00		1.46				
	Eje 1,2 tramo C-D		2	0.70		0.50	2.00		1.40				
	BLOQUE D												
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D,E tramo 1-2		5	1.15		0.40	2.00		4.60				
	Eje A,B,C,D,E tramo 2-3		5	1.45		0.40	2.00		5.80				
	Eje A,B,C,D,E tramo 3-4		5	1.25		0.40	2.00		5.00				
	Eje 1,2,3 tramo A-B		3	0.85		0.40	2.00		2.04				
	Eje 1,2,3 tramo B-C		3	0.85		0.40	2.00		2.04				
	Eje 1,2,3 tramo C-D		3	0.95		0.40	2.00		2.28				
	Eje 1,2,3 tramo D-E		3	1.05		0.40	2.00		2.52				
	BLOQUE E												
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D,E,F,G tramo 1-2		6	1.15		0.50	2.00		6.90				
	Eje A,B,C,D,E,F,G tramo 2-3		7	1.00		0.50	2.00		7.00				
	Eje 1 tramo A-B		1	1.12		0.50	2.00		1.12				
	Eje 2,3 tramo A-B		2	0.85		0.50	2.00		1.70				
	Eje 2,3 tramo B-C		2	1.00		0.50	2.00		2.00				
	Eje 1,2,3 tramo C-D		3	1.15		0.50	2.00		3.45				
	Eje 1,2,3 tramo D-E		3	1.15		0.50	2.00		3.45				
	Eje 1,2,3 tramo E-F		3	1.15		0.50	2.00		3.45				
	Eje 1,2,3 tramo F-G		3	1.15		0.50	2.00		3.45				
	BLOQUE F												
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 1-2		6	1.05		0.40	2.00		5.04				
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 2-3		6	1.05		0.40	2.00		5.04				
	Eje 1,2,3 tramo A-B		3	1.05		0.40	2.00		2.52				
	Eje 1,2,3 tramo B-C		3	1.20		0.40	2.00		2.88				
	Eje 1,2,3 tramo C-D		3	1.20		0.40	2.00		2.88				
	Eje 2,3 tramo D-E		2	1.00		0.40	2.00		1.60				
	Eje 2,3 tramo E-F		2	0.85		0.40	2.00		1.36				
	Eje 1 tramo D-F		1	1.33		0.40	2.00		1.06				
	BLOQUE G												
	Vigas de Cimentacion												
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 1-2		6	1.05		0.40	2.00		5.04				
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 2-3		6	1.05		0.40	2.00		5.04				
	Eje 1,2,3 tramo A-B		3	0.95		0.40	2.00		2.28				
	Eje 1,2,3 tramo B-C		3	1.05		0.40	2.00		2.52				
	Eje 1,2,3 tramo C-D		3	1.05		0.40	2.00		2.52				

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Eje 1,2,3 tramo D-E		3	1.05		0.40	2.00		2.52				
	Eje 1,2,3 tramo E-F		3	0.95		0.40	2.00		2.28				
	TRIBUNAS												
	Eje A		12	3.65		0.35	4.00		61.32				
	Eje B		12	2.15		0.35	4.00		36.12				
	Eje horizontal		15	5.70		0.80	4.00		273.60				
02.03.02.03	**ACERO CORRUGADO G"60 FY=4200KGF/CM2 PARA VIGAS DE CIMENTACION**	**kg**											33898.95
	BLOQUE A				gancho	empal				kg/m			
	Eje 1,2,3 tramo A-F 4 Ø5/8" |____|		6	24.90	0.40	2.85	4.00	675.60		1.55	1047.18		
	Estribo : Eje 1,2,3 tramo A-B 26 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		3	1.96			26.00	152.88		0.56	85.61		
	Estribo : Eje 1,2,3 tramo B-C 32 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		3	1.96			32.00	188.16		0.56	105.37		
	Estribo : Eje 1,2,3 tramo C-D 30 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		3	1.96			30.00	176.40		0.56	98.78		
	Estribo : Eje 1,2,3 tramo D-E 30 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		3	1.96			30.00	176.40		0.56	98.78		
	Estribo : Eje 1,2,3 tramo E-F 30 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		3	1.96			30.00	176.40		0.56	98.78		
					gancho	empal				kg/m			
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 1-3 4 Ø5/8" |____|		12	10.90	0.40	0.95	4.00	588.00		1.55	911.40		
					gancho	empal				kg/m			
	Estribo : Eje A,B,C,D,E,F tramo 1-2 30 Und de Ø3/8" en 6 Elem. Simil.		6	2.06			30.00	370.80		0.56	207.65		
	Estribo : Eje A,B,C,D,E,F tramo 2-3 32 Und de Ø3/8" en 6 Elem. Simil.		6	2.06			32.00	395.52		0.56	221.49		
	BLOQUE B				gancho	empal				kg/m			
	Eje 1,4 tramo A-F 4 Ø5/8" |____|		4	18.00	0.40	1.90	4.00	324.80		1.55	503.44		
	Eje 2 tramo A-B 4 Ø5/8" |____|		2	2.30	0.40	0.00	4.00	21.60		1.55	33.48		
	Eje 3 tramo E-F 4 Ø5/8" |____|		2	2.30	0.40	0.00	4.00	21.60		1.55	33.48		
	Eje A,B,C,D tramo 1-4 4 Ø5/8" |____|		8	7.20	0.40	0.00	4.00	243.20		1.55	376.96		
	Estribo : Eje A,B,E,F tramo 2-4 23 Und de Ø3/8" en 4 Elem. Simil.		4	2.06			23.00	189.52		0.56	106.13		
	Estribo : Eje A,B,E,F tramo 1-3 28 Und de Ø3/8" en 4 Elem. Simil.		4	2.06			28.00	230.72		0.56	129.20		
	Estribo : Eje 1,2,4 tramo A-B 14 Und de Ø3/8" en 3 Elem. Simil.		3	2.06			14.00	86.52		0.56	48.45		
	Estribo : Eje 1,3,4 tramo E-F 21 Und de Ø3/8" en 3 Elem. Simil.		3	2.06			21.00	129.78		0.56	72.68		
	Estribo : Eje 1,4 tramo B-C 26 Und de Ø3/8" en 3 Elem. Simil.		2	2.06			26.00	107.12		0.56	59.99		
	Estribo : Eje 1,4 tramo B-C 28 Und de Ø3/8" en 3 Elem. Simil.		2	2.06			28.00	115.36		0.56	64.60		
	BLOQUE C				gancho	empal				kg/m			
	Eje A,B,C,D tramo 1-2 2 Ø5/8" |____|		8	3.95	0.40	0.00	2.00	69.60		1.55	107.88		
	Eje 1,2 tramo A-D 2 Ø5/8" |____|		4	11.30	0.40	0.95	2.00	101.20		1.55	156.86		
	Estribo : Eje A,B,C,D tramo 1-2 23 Und de Ø3/8" en 4 Elem. Simil.		4	1.56			23.00	143.52		1.55	222.46		
	Estribo : Eje 1,2 tramo A-B 30 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		2	1.96			30.00	117.60		1.55	182.28		
	Estribo : Eje 1,2 tramo B-C 21 Und de Ø3/8" en 2 Elem. Simil.		2	1.96			21.00	82.32		1.55	127.60		
	Estribo : Eje 1,2 tramo C-D 21 Und de Ø3/8" en 2 Elem. Simil.		2	1.96			21.00	82.32		1.55	127.60		
	BLOQUE D												
	Eje A,B,C,D,E tramo 1-4 4 Ø5/8" |____|		10	11.90	0.40	0.95	4.00	530.00		1.55	821.50		
	Eje 1,2,3,4 tramo A-E 4 Ø5/8" |____|		8	19.90	0.40	1.90	4.00	710.40		1.55	1101.12		
	Estribo : Eje A,B,C,D,E tramo 1-2 18 Und de Ø3/8" en 5 Elem. Simil.		5	2.06			18.00	185.40		1.55	287.37		
	Estribo : Eje A,B,C,D,E tramo 2--3 30 Und de Ø3/8" en 5 Elem. Simil.		5	2.06			30.00	309.00		1.55	478.95		
	Estribo : Eje A,B,C,D,E tramo 3-4 26 Und de Ø3/8" en 5 Elem. Simil.		5	2.06			26.00	267.80		1.55	415.09		
	Estribo : Eje 1,2,3,4 tramo A-B 30 Und de Ø3/8" en 4 Elem. Simil.		4	2.06			30.00	247.20		1.55	383.16		
	Estribo : Eje 1,2,3,4 tramo B-C 32 Und de Ø3/8" en 4 Elem. Simil.		4	2.06			32.00	263.68		1.55	408.70		
	Estribo : Eje 1,2,3,4 tramo C-D 23 Und de Ø3/8" en 4 Elem. Simil.		4	2.06			23.00	189.52		1.55	293.76		

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Estribo : Eje 1,2,3,4 tramo D-E 32 Und de Ø3/8" en 4 Elem. Simil.		4	2.06			32.00	263.68		1.55	408.70		
	BLOQUE E				gancho	empal				kg/m			
	Eje A,C,D,E,F,G tramo 1-3 4 Ø5/8" |____|		12	2.26	0.55	0.95	4.00	180.48		1.55	279.74		
	Eje B tramo 2-3 4 Ø5/8" |____|		2	2.26	0.55	0.00	4.00	22.48		1.55	34.84		
	Eje 1,2,3 tramo A-F 4 Ø5/8" |____|		6	2.26	0.40	2.85	4.00	132.24		1.55	204.97		
	Estribo : Eje A,C,D,E,F,G tramo 1-2 32 Und de Ø3/8" en 6 Elem. Simil.		6	2.26			32.00	433.92		1.55	672.58		
	Estribo : Eje A,C,D,E,F,G tramo 1-2 36 Und de Ø3/8" en 7 Elem. Simil.		7	2.26			36.00	569.52		1.55	882.76		
	Estribo : Eje 1 tramo A-C 38 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		1	2.26			38.00	85.88		1.55	133.11		
	Estribo : Eje 2,3 tramo A-B 24 Und de Ø3/8" en 2 Elem. Simil.		2	2.26			24.00	108.48		1.55	168.14		
	Estribo : Eje 2,3 tramo B-C 22 Und de Ø3/8" en 2 Elem. Simil.		2	2.26			22.00	99.44		1.55	154.13		
	Estribo : Eje 1,2,3 tramo C-D 30 Und de Ø3/8" en 2 Elem. Simil.		3	2.26			30.00	203.40		1.55	315.27		
	Estribo : Eje 1,2,3 tramo D-E 27 Und de Ø3/8" en 2 Elem. Simil.		3	2.26			27.00	183.06		1.55	283.74		
	Estribo : Eje 1,2,3 tramo E-F 34 Und de Ø3/8" en 2 Elem. Simil.		3	2.26			34.00	230.52		1.55	357.31		
	Estribo : Eje 1,2,3 tramo F-G 36 Und de Ø3/8" en 2 Elem. Simil.		3	2.26			36.00	244.08		1.55	378.32		
	BLOQUE F												
	Eje A,B,C,D,F, tramo 1-3 4 Ø5/8" |____|		10	11.20	0.40	0.95	4.00	502.00		1.55	778.10		
	Eje E tramo 2-3 4 Ø5/8" |____|		10	6.00	0.40	0.00	4.00	256.00		1.55	396.80		
	Eje 1,2,3 tramo A-F 4 Ø5/8" |____|		6	20.70	0.40	1.90	4.00	552.00		1.55	855.60		
	Estribo : Eje A,B,C,D,F tramo 1-2 30 Und de Ø3/8" en 5 Elem. Simil.		5	2.06			30.00	309.00		1.55	478.95		
	Estribo : Eje A,B,C,D,E,F tramo 2-3 34 Und de Ø3/8" en 6 Elem. Simil.		6	2.06			34.00	420.24		1.55	651.37		
	Estribo : Eje 1,2,3 tramo A-B 26 Und de Ø3/8" en 3 Elem. Simil.		3	2.06			26.00	160.68		1.55	249.05		
	Estribo : Eje 1,2,3 tramo B-C 26 Und de Ø3/8" en 3 Elem. Simil.		3	2.06			26.00	160.68		1.55	249.05		
	Estribo : Eje 1,2,3 tramo C-D 32 Und de Ø3/8" en 3 Elem. Simil.		3	2.06			32.00	197.76		1.55	306.53		
	Estribo : Eje 1 tramo D-F 36 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		1	2.06			36.00	74.16		1.55	114.95		
	Estribo : Eje 2,3 tramo E-F 21 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		1	2.06			21.00	43.26		1.55	67.05		
	BLOQUE G												
					gancho	empal				kg/m			
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 1-3 4 Ø5/8" |____|		12	11.20	0.40	0.95	4.00	602.40		1.55	933.72		
	Eje 1,2,3 tramo A-F 2 Ø5/8" |____|		6	17.25	0.40	1.90	2.00	234.60		1.55	363.63		
	Estribo : Eje A,B,C,D,E,F tramo 1-2 30 Und de Ø3/8" en 3 Elem. Simil.		6	2.06			30.00	370.80		1.55	574.74		
	Estribo : Eje A,B,C,D,E,F tramo 2-3 34 Und de Ø3/8" en 3 Elem. Simil.		6	2.06			34.00	420.24		1.55	651.37		
	Estribo : Eje 1,2,3 tramo A-B 21 Und de Ø3/8" en 3 Elem. Simil.		3	2.06			21.00	129.78		1.55	201.16		
	Estribo : Eje 1,2,3 tramo B-C 26 Und de Ø3/8" en 3 Elem. Simil.		3	2.06			26.00	160.68		1.55	249.05		
	Estribo : Eje 1,2,3 tramo C-D 26 Und de Ø3/8" en 3 Elem. Simil.		3	2.06			26.00	160.68		1.55	249.05		
	Estribo : Eje 1,2,3 tramo D-E 20 Und de Ø3/8" en 3 Elem. Simil.		3	2.06			20.00	123.60		1.55	191.58		
	Estribo : Eje 1,2,3 tramo E-F 20 Und de Ø3/8" en 3 Elem. Simil.		3	2.06			20.00	123.60		1.55	191.58		
	TRIBUNAS												
	Eje A,B,C,D,E,F tramo 1-3 4 Ø5/8" |____|		48	18.00	0.40	0.95	4.00	3715.20		1.55	5758.56		
	Eje 1,2,3 tramo A-F 2 Ø5/8" |____|		24	19.20	0.40	1.90	2.00	1032.00		1.55	1599.60		
	Estribo : Eje A,B,C,D,E,F tramo 1-2 30 Und de Ø3/8" en 3 Elem. Simil.		24	2.06			30.00	1483.20		1.55	2298.96		
	Estribo : Eje 1,2,3 tramo A-B 21 Und de Ø3/8" en 3 Elem. Simil.		12	2.06			21.00	519.12		1.55	804.64		
	Estribo : Eje 1,2,3 tramo B-C 26 Und de Ø3/8" en 3 Elem. Simil.		12	2.06			26.00	642.72		1.55	996.22		

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Estribo : Eje 1,2,3 tramo B-C 26 Und de Ø3/8" en 3 Elem. Simil.		12	2.06			26.00	642.72		1.55	996.22		
02.03.03	**COLUMNAS DE CONFINAMIENTO**												
02.03.03.01	**CONCRETO F'C=210KGF/CM2 PARA COLUMNAS**	**m3**											122.35
	BLOQUE A												
	Ca		43	0.13	0.24	3.40	1.00			4.56			
	C1		18	0.35	0.35	3.85	1.00			8.49			
	BLOQUE B												
	C1		16	0.35	0.35	3.85	1.00			7.55			
	Ca		36	0.13	0.24	3.40	1.00			3.82			
	BLOQUE C												
	C1		8	0.30	0.30	3.85	1.00			2.77			
	Ca		14	0.13	0.24	3.40	1.00			1.49			
	BLOQUE D												
	C1		20	0.35	0.35	3.85	1.00			9.43			
	Ca		40	0.13	0.24	3.40	1.00			4.24			
	BLOQUE E												
	C1		18	0.35	0.35	3.85	1.00			8.49			
	C2		2	0.45	0.35	3.85	1.00			1.21			
	Ca		40	0.13	0.24	3.40	1.00			4.24			
	BLOQUE F												
	C1		8	0.35	0.35	3.85	1.00			3.77			
	C2		9	0.35	0.40	3.85	1.00			4.85			
	Ca		47	0.13	0.24	3.40	1.00			4.99			
	BLOQUE G												
	C1		18	0.35	0.35	3.85	1.00			8.49			
	Ca		58	0.13	0.24	3.40	1.00			6.15			
	TRIBUNAS												
	C1		72	0.30	0.50	3.50	1.00			37.80			
02.03.03.02	**ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA COLUMNAS**	**m2**											1583.83
	BLOQUE A												
	Ca		43	0.61		3.40	1.00		89.18				
	C1		18	1.40		3.85	1.00		97.02				
	BLOQUE B												
	C1		16	1.40		3.85	1.00		86.24				
	Ca		36	0.61		3.40	1.00		74.66				
	BLOQUE C												
	C1		8	1.20		3.85	1.00		36.96				
	Ca		14	0.61		3.40	1.00		29.04				
	BLOQUE D												
	C1		20	1.40		3.85	1.00		107.80				
	Ca		40	0.61		3.40	1.00		82.96				
	BLOQUE E												
	C1		18	1.40		3.85	1.00		97.02				
	C2		2	1.80		3.85	1.00		13.86				
	Ca		40	0.61		3.40	1.00		82.96				
	BLOQUE F												
	C1		8	1.40		3.85	1.00		43.12				
	C2		9	1.50		3.85	1.00		51.98				
	Ca		47	0.61		3.40	1.00		97.48				
	BLOQUE G												
	C1		18	1.40		3.85	1.00		97.02				
	Ca		45	0.61		3.40	1.00		93.33				
	TRIBUNAS												
	C1		72	1.60		3.50	1.00		403.20				
02.03.03.03	**ACERO CORRUGADO G"60 FY=4200KGF/CM2 PARA COLUMNAS**	**kg**											16826.51
	BLOQUE A												
					gancho	empal				kg/m			
	C1 acero longitudinal 4 Ø1/2" |_____|		18	4.22	0.32	0.00	4.00	326.88		0.99	323.61		
	C1 acero longitudinal 4 Ø5/8" |_____|		18	4.22	0.40	0.00	4.00	332.64		1.55	515.59		
	Ca acero longitudinal 4 Ø3/8" |_____|		43	3.20	0.30	0.00	4.00	602.00		0.56	337.12		
	Estribo : C1 38 Und de Ø3/8" en 18 Elem. Simil.		18	1.16			38.00	793.44		0.56	444.33		
	Estribo : Ca 22 Und de Ø1/4" en 18 Elem. Simil.		43	0.50			22.00	473.00		0.25	118.25		

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	BLOQUE B												
					gancho	empal				kg/m			
	C1 acero longitudinal 4 Ø1/2" |_____|		16	4.22	0.32	0.00	4.00	290.56		0.99	287.65		
	C1 acero longitudinal 4 Ø5/8" |_____|		16	4.22	0.40	0.00	4.00	295.68		1.55	458.30		
	Ca acero longitudinal 4 Ø3/8" |_____|		36	3.20	0.30	0.00	4.00	504.00		0.56	282.24		
	Estribo : C1 38 Und de Ø3/8" en 18 Elem. Simil.		16	1.16			38.00	705.28		0.56	394.96		
	Estribo : Ca 22 Und de Ø1/4" en 18 Elem. Simil.		36	0.50			22.00	396.00		0.25	99.00		
	BLOQUE C												
					gancho	empal				kg/m			
	C1 acero longitudinal 4 Ø1/2" |_____|		8	4.22	0.32	0.00	4.00	145.28		0.99	143.83		
	C1 acero longitudinal 4 Ø5/8" |_____|		8	4.22	0.40	0.00	4.00	147.84		1.55	229.15		
	Ca acero longitudinal 4 Ø3/8" |_____|		14	3.20	0.30	0.00	4.00	196.00		0.56	109.76		
	Estribo : C1 38 Und de Ø3/8" en 18 Elem. Simil.		8	1.16			38.00	352.64		0.56	197.48		
	Estribo : Ca 22 Und de Ø1/4" en 18 Elem. Simil.		14	0.50			22.00	154.00		0.25	38.50		
	BLOQUE D												
					gancho	empal				kg/m			
	C1 acero longitudinal 4 Ø1/2" |_____|		20	4.22	0.32	0.00	4.00	363.20		0.99	359.57		
	C1 acero longitudinal 4 Ø5/8" |_____|		20	4.22	0.40	0.00	4.00	369.60		1.55	572.88		
	Ca acero longitudinal 4 Ø3/8" |_____|		40	3.20	0.30	0.00	4.00	560.00		0.56	313.60		
	Estribo : C1 38 Und de Ø3/8" en 18 Elem. Simil.		20	1.16			38.00	881.60		0.56	493.70		
	Estribo : Ca 22 Und de Ø1/4" en 18 Elem. Simil.		40	0.50			22.00	440.00		0.25	110.00		
	BLOQUE E												
					gancho	empal				kg/m			
	C1 acero longitudinal 4 Ø1/2" |_____|		18	4.22	0.32	0.00	4.00	326.88		0.99	323.61		
	C1 acero longitudinal 4 Ø5/8" |_____|		18	4.22	0.40	0.00	4.00	332.64		1.55	515.59		
	Ca acero longitudinal 4 Ø3/8" |_____|		40	3.20	0.30	0.00	4.00	560.00		0.56	313.60		
	C2 acero longitudinal 4 Ø5/8" |_____|		2	4.22	0.40	0.00	4.00	36.96		1.55	57.29		
	C2 acero longitudinal 8 Ø1/2" |_____|		2	4.22	0.32	0.00	8.00	72.64		0.99	71.91		
	Estribo : C1 38 Und de Ø3/8" en 18 Elem. Simil.		18	1.16			38.00	793.44		0.56	444.33		
	Estribo : Ca 22 Und de Ø1/4" en 40 Elem. Simil.		40	0.50			22.00	440.00		0.25	110.00		
	Estribo : C2 38 Und de Ø3/8" en 2 Elem. Simil.		2	1.36			38.00	103.36		0.56	57.88		
	BLOQUE F												
					gancho	empal				kg/m			
	C1 acero longitudinal 4 Ø1/2" |_____|		8	4.22	0.32	0.00	4.00	145.28		0.99	143.83		
	C1 acero longitudinal 4 Ø5/8" |_____|		8	4.22	0.40	0.00	4.00	147.84		1.55	229.15		
	Ca acero longitudinal 4 Ø3/8" |_____|		47	3.20	0.30	0.00	4.00	658.00		0.56	368.48		
	C2 acero longitudinal 6 Ø1/2" |_____|		9	4.22	0.32	0.00	4.00	163.44		0.99	161.81		
	C2 acero longitudinal 4 Ø5/8" |_____|		9	4.22	0.40	0.00	4.00	166.32		1.55	257.80		
	Estribo : C1 38 Und de Ø3/8" en 18 Elem. Simil.		8	1.16			38.00	352.64		0.56	197.48		
	Estribo : Ca 22 Und de Ø1/4" en 18 Elem. Simil.		47	0.50			22.00	517.00		0.25	129.25		
	Estribo : C2 38 Und de Ø3/8" en 18 Elem. Simil.		8	1.26			40.00	403.20		0.56	225.79		
	BLOQUE G												
					gancho	empal				kg/m			
	C1 acero longitudinal 4 Ø1/2" |_____|		18	4.22	0.32	0.00	4.00	326.88		0.99	323.61		
	C1 acero longitudinal 4 Ø5/8" |_____|		18	4.22	0.40	0.00	4.00	332.64		1.55	515.59		
	Ca acero longitudinal 4 Ø3/8" |_____|		45	3.20	0.30	0.00	4.00	630.00		0.56	352.80		
	Estribo : C1 38 Und de Ø3/8" en 18 Elem. Simil.		18	1.16			38.00	793.44		0.56	444.33		
	Estribo : Ca 22 Und de Ø1/4" en 18 Elem. Simil.		45	0.50			22.00	495.00		0.25	123.75		
	TRIBUNAS												
					gancho	empal				kg/m			
	C1 acero longitudinal 4 Ø1/2" |_____|		72	4.22	0.32	0.00	4.00	1307.52		0.99	1294.44		
	C1 acero longitudinal 4 Ø5/8" |_____|		72	4.22	0.40	0.00	4.00	1330.56		1.55	2062.37		
	Estribo : C1 38 Und de Ø3/8" en 18 Elem. Simil.		72	1.16			38.00	3173.76		0.56	1777.31		
	Estribo : Ca 22 Und de Ø1/4" en 18 Elem. Simil.		180	0.50			22.00	1980.00		0.25	495.00		
02.03.04	**VIGAS**												
02.03.04.01	**CONCRETO F'C=210 KGF/CM2 PARA VIGAS**	**m3**											**118.42**
	BLOQUE A												
	V-01 entre A-B		3.00	3.85	0.25	0.35	1.00			1.01			
	V-01 entre B-C		3.00	5.15	0.25	0.35	1.00			1.35			
	V-01 entre C-D		3.00	4.58	0.25	0.35	1.00			1.20			
	V-01 entre D-E		3.00	4.52	0.25	0.35	1.00			1.19			
	V-01 entre E-F		3.00	4.80	0.25	0.35	1.00			1.26			
	V-02 entre 1-2		6.00	4.88	0.30	0.40	1.00			3.51			
	V-02 entre 2-3		6.00	5.08	0.30	0.40	1.00			3.66			
	BLOQUE B												

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	V-01 entre 1-2		2.00	2.60	0.25	0.30	1.00			0.39			
	V-01 entre 2-4		2.00	3.66	0.25	0.30	1.00			0.55			
	V-03 entre 1-3		2.00	3.56	0.25	0.30	1.00			0.53			
	V-03 entre 3-4		2.00	2.70	0.25	0.30	1.00			0.41			
	V-02 entre 1-4		2.00	4.80	0.30	0.50	1.00			1.44			
	V-04 entre A-B		2.00	1.75	0.25	0.30	1.00			0.26			
	V-04 entre B-C		2.00	3.65	0.25	0.30	1.00			0.55			
	V-04 entre C-D		2.00	3.60	0.25	0.30	1.00			0.54			
	V-04 entre D-E		2.00	4.25	0.25	0.30	1.00			0.64			
	V-04 entre E-F		2.00	2.75	0.25	0.30	1.00			0.41			
	BLOQUE C												
	V-01 entre A-B		2.00	2.40	0.25	0.30	1.00			0.36			
	V-01 entre B-C		2.00	2.97	0.25	0.30	1.00			0.45			
	V-01 entre C-D		2.00	2.85	0.25	0.30	1.00			0.43			
	V-02 entre 1-2		4.00	3.40	0.25	0.30	1.00			1.02			
	BLOQUE D												
	V-02 entre 1-2		5.00	2.30	0.25	0.30	1.00			0.86			
	V-02 entre 2-3		5.00	4.80	0.25	0.30	1.00			1.80			
	V-02 entre 3-4		5.00	3.50	0.25	0.30	1.00			1.31			
	V-01 entre A-B		4.00	4.80	0.30	0.40	1.00			2.30			
	V-01 entre B-C		4.00	5.10	0.30	0.40	1.00			2.45			
	V-01 entre C-D		4.00	3.25	0.30	0.40	1.00			1.56			
	V-01 entre D-E		4.00	5.10	0.30	0.40	1.00			2.45			
	BLOQUE E												
	V-01 entre A-C		1.00	6.05	0.25	0.40	1.00			0.61			
	V-01 entre C-D		1.00	4.00	0.25	0.30	1.00			0.30			
	V-01 entre D-E		1.00	3.65	0.25	0.30	1.00			0.27			
	V-01 entre E-F		1.00	4.90	0.25	0.30	1.00			0.37			
	V-01 entre F-G		1.00	5.60	0.25	0.30	1.00			0.42			
	V-02 entre A-B		2.00	2.90	0.25	0.30	1.00			0.44			
	V-02 entre B-C		2.00	2.80	0.25	0.40	1.00			0.56			
	V-02 entre C-D		2.00	4.00	0.25	0.30	1.00			0.60			
	V-02 entre D-E		2.00	3.65	0.25	0.30	1.00			0.55			
	V-02 entre E-F		2.00	4.90	0.25	0.30	1.00			0.74			
	V-02 entre F-G		2.00	5.60	0.25	0.30	1.00			0.84			
	V-03 entre 1-2		6.00	4.80	0.30	0.40	1.00			3.46			
	V-03 entre 2-3		6.00	5.45	0.30	0.40	1.00			3.92			
	V-04 entre 1-2		1.00	4.80	0.30	0.40	1.00			0.58			
	V-04 entre 2-3		1.00	5.45	0.20	0.40	1.00			0.44			
	BLOQUE F												
	V-01 entre A-B		1.00	3.80	0.25	0.30	1.00			0.29			
	V-01 entre B-C		1.00	3.75	0.25	0.30	1.00			0.28			
	V-01 entre C-D		1.00	5.10	0.25	0.30	1.00			0.38			
	V-01 entre D-F		1.00	6.25	0.25	0.40	1.00			0.63			
	V-02 entre A-B		2.00	3.80	0.25	0.30	1.00			0.57			
	V-02 entre B-C		2.00	3.75	0.25	0.30	1.00			0.56			
	V-02 entre C-D		2.00	5.10	0.25	0.30	1.00			0.77			
	V-02 entre D-E		2.00	3.10	0.25	0.30	1.00			0.47			
	V-02 entre E-F		2.00	2.80	0.25	0.30	1.00			0.42			
	V-03 entre 1-2		5.00	4.85	0.30	0.40	1.00			2.91			
	V-03 entre 2-3		5.00	5.40	0.30	0.40	1.00			3.24			
	V-04 entre 1-2		1.00	4.85	0.30	0.40	1.00			0.58			
	V-04 entre 2-3		1.00	5.40	0.30	0.35	1.00			0.57			
	BLOQUE G												
	V-01 entre A-B		3.00	2.80	0.25	0.30	1.00			0.63			
	V-01 entre B-C		3.00	3.80	0.25	0.30	1.00			0.86			
	V-01 entre C-D		3.00	3.60	0.25	0.30	1.00			0.81			
	V-01 entre D-E		3.00	2.48	0.25	0.30	1.00			0.56			
	V-01 entre E-F		3.00	2.57	0.25	0.30	1.00			0.58			
	V-02 entre 1-2		6.00	4.85	0.30	0.40	1.00			3.49			
	V-02 entre 2-3		6.00	5.40	0.30	0.40	1.00			3.89			
	TRIBUNAS												
	Vigas direccion Y		3.00	28.70	0.25	0.35	4.00			30.14			
	Vigas direccion X		6.00	6.20	0.30	0.40	4.00			17.86			

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
02.03.04.02	**ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA VIGAS**	**m2**											**912.56**
	BLOQUE A												
	V-01 entre A-B		3.00	3.85		0.55	1.00		6.35				
	V-01 entre B-C		3.00	5.15		0.55	1.00		8.50				
	V-01 entre C-D		3.00	4.58		0.55	1.00		7.56				
	V-01 entre D-E		3.00	4.52		0.55	1.00		7.46				
	V-01 entre E-F		3.00	4.80		0.55	1.00		7.92				
	V-02 entre 1-2		6.00	4.88		0.70	1.00		20.50				
	V-02 entre 2-3		6.00	5.08		0.70	1.00		21.34				
	BLOQUE B												
	V-01 entre 1-2		2.00	2.60		0.45	1.00		2.34				
	V-01 entre 2-4		2.00	3.66		0.45	1.00		3.29				
	V-03 entre 1-3		2.00	3.56		0.45	1.00		3.20				
	V-03 entre 3-4		2.00	2.70		0.45	1.00		2.43				
	V-02 entre 1-4		2.00	4.80		0.90	1.00		8.64				
	V-04 entre A-B		2.00	1.75		0.45	1.00		1.58				
	V-04 entre B-C		2.00	3.65		0.45	1.00		3.29				
	V-04 entre C-D		2.00	3.60		0.45	1.00		3.24				
	V-04 entre D-E		2.00	4.25		0.45	1.00		3.83				
	V-04 entre E-F		2.00	2.75		0.45	1.00		2.48				
	BLOQUE C												
	V-01 entre A-B		2.00	2.40		0.45	1.00		2.16				
	V-01 entre B-C		2.00	2.97		0.45	1.00		2.67				
	V-01 entre C-D		2.00	2.85		0.45	1.00		2.57				
	V-02 entre 1-2		4.00	3.40		0.45	1.00		6.12				
	BLOQUE D												
	V-02 entre 1-2		5.00	2.30		0.45	1.00		5.18				
	V-02 entre 2-3		5.00	4.80		0.45	1.00		10.80				
	V-02 entre 3-4		5.00	3.50		0.45	1.00		7.88				
	V-01 entre A-B		4.00	4.80		0.70	1.00		13.44				
	V-01 entre B-C		4.00	5.10		0.70	1.00		14.28				
	V-01 entre C-D		4.00	3.25		0.70	1.00		9.10				
	V-01 entre D-E		4.00	5.10		0.70	1.00		14.28				
	BLOQUE E												
	V-01 entre A-C		1.00	6.05		0.65	1.00		3.93				
	V-01 entre C-D		1.00	4.00		0.45	1.00		1.80				
	V-01 entre D-E		1.00	3.65		0.45	1.00		1.64				
	V-01 entre E-F		1.00	4.90		0.45	1.00		2.21				
	V-01 entre F-G		1.00	5.60		0.45	1.00		2.52				
	V-02 entre A-B		2.00	2.90		0.45	1.00		2.61				
	V-02 entre B-C		2.00	2.80		0.65	1.00		3.64				
	V-02 entre C-D		2.00	4.00		0.45	1.00		3.60				
	V-02 entre D-E		2.00	3.65		0.45	1.00		3.29				
	V-02 entre E-F		2.00	4.90		0.45	1.00		4.41				
	V-02 entre F-G		2.00	5.60		0.45	1.00		5.04				
	V-03 entre 1-2		6.00	4.80		0.70	1.00		20.16				
	V-03 entre 2-3		6.00	5.45		0.70	1.00		22.89				
	V-04 entre 1-2		1.00	4.80		0.70	1.00		3.36				
	V-04 entre 2-3		1.00	5.45		0.60	1.00		3.27				
	BLOQUE F												
	V-01 entre A-B		1.00	3.80		0.45	1.00		1.71				
	V-01 entre B-C		1.00	3.75		0.45	1.00		1.69				
	V-01 entre C-D		1.00	5.10		0.45	1.00		2.30				
	V-01 entre D-F		1.00	6.25		0.65	1.00		4.06				
	V-02 entre A-B		2.00	3.80		0.45	1.00		3.42				
	V-02 entre B-C		2.00	3.75		0.45	1.00		3.38				
	V-02 entre C-D		2.00	5.10		0.45	1.00		4.59				
	V-02 entre D-E		2.00	3.10		0.45	1.00		2.79				
	V-02 entre E-F		2.00	2.80		0.45	1.00		2.52				
	V-03 entre 1-2		5.00	4.85		0.70	1.00		16.98				
	V-03 entre 2-3		5.00	5.40		0.70	1.00		18.90				
	V-04 entre 1-2		1.00	4.85		0.70	1.00		3.40				
	V-04 entre 2-3		1.00	5.40		0.60	1.00		3.24				
	BLOQUE G												
	V-01 entre A-B		3.00	2.80		0.45	1.00		3.78				

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	V-01 entre B-C		3.00	3.80		0.45	1.00		5.13				
	V-01 entre C-D		3.00	3.60		0.45	1.00		4.86				
	V-01 entre D-E		3.00	2.48		0.45	1.00		3.35				
	V-01 entre E-F		3.00	2.57		0.45	1.00		3.47				
	V-02 entre 1-2		6.00	4.85		0.70	1.00		20.37				
	V-02 entre 2-3		6.00	5.40		0.70	1.00		22.68				
	TRIBUNAS												
	Vigas direccion Y		3.00	28.70			4.00		344.40				
	Vigas direccion X		6.00	6.20			4.00		148.80				
02.03.04.03	**ACERO CORRUGADO G"60 FY=4200KGF/CM2 PARA VIGAS**	**kg**											**22410.94**
	ACERO BLOQUE A												
	VIGA EJE 1				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |____|		4.00	24.30	0.94	1.60	1.00	107.36		0.99	106.29		
	Estribo : 201 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		####	1.25	0.00	0.00	1.00	251.25		0.56	140.70		
	VIGA EJE 2				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø1/2" |____|		4	24.30	0.94	1.60	1.00	107.36		0.99	106.29		
	Estribo : 201 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		201	1.25	0.00	0.00	1.00	251.25		0.56	140.70		
	VIGA EJE 3				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø1/2" |____|		4	24.30	0.94	1.60	1.00	107.36		0.99	106.29		
	Estribo : 201 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		201	1.25	0.00	0.00	1.00	251.25		0.56	140.70		
	VIGA EJE A				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |____|		4	10.30	1.00	0.95	1.00	49.00		1.55	75.95		
	Estribo : 85 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		85	1.45	0.00	0.00	1.00	123.25		0.56	69.02		
	Baston 1 Ø1/2" _____		1	1.65	0.00	0.00	1.00	1.65		0.99	1.63		
	VIGA EJE B				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |____|		4	10.30	1.00	0.95	1.00	49.00		1.55	75.95		
	Acero longitudinal 1 Ø 1/2" |____|		1	10.30	0.94	0.80	1.00	12.04		0.99	11.92		
	Estribo : 75 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		75	1.45	0.00	0.00	1.00	108.75		0.56	60.90		
	Baston 2 Ø 3/4" _____		2	1.65	0.00	0.00	1.00	3.30		2.47	8.15		
	VIGA EJE C				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |____|		5	10.30	1.00	0.95	1.00	61.25		1.55	94.94		
	Estribo : 75 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		75	1.45	0.00	0.00	1.00	108.75		0.56	60.90		
	Baston 2 Ø 3/4" _____		2	1.65	0.00	0.00	1.00	3.30		2.47	8.15		
	Baston 1 Ø 1/2" _____|		1	0.70	0.94	0.00	1.00	1.64		0.99	1.62		
	VIGA EJE D				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 5 Ø 5/8" |____|		5	10.30	1.00	0.95	1.00	61.25		1.55	94.94		
	Estribo : 75 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		75	1.45	0.00	0.00	1.00	108.75		0.56	60.90		
	Baston 2 Ø 3/4" _____		2	1.65	0.00	0.00	1.00	3.30		2.47	8.15		
	Baston 1 Ø 1/2" _____|		1	0.70	0.94	0.00	1.00	1.64		0.99	1.62		
	VIGA EJE E				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 5 Ø 5/8" |____|		5	10.30	1.00	0.95	1.00	61.25		1.55	94.94		
	Estribo : 75 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		75	1.45	0.00	0.00	1.00	108.75		0.56	60.90		
	Baston 2 Ø 3/4" _____		2	1.65	0.00	0.00	1.00	3.30		2.47	8.15		
	Baston 1 Ø 1/2" _____|		1	0.70	0.94	0.00	1.00	1.64		0.99	1.62		
	VIGA EJE F				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 5 Ø 5/8" |____|		5	10.30	1.00	0.95	1.00	61.25		1.55	94.94		
	Estribo : 75 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		75	1.45	0.00	0.00	1.00	108.75		0.56	60.90		
	Baston 1 Ø 1/2" _____		2	2.45	0.00	0.00	1.00	4.90		0.99	4.85		
	ACERO BLOQUE B												
	VIGA EJE A				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |____|		4	7.05	0.94	0.00	1.00	31.96		0.99	31.64		
	Estribo : 91 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		91	1.15	0.00	0.00	1.00	104.65		0.56	58.60		
	VIGA EJE B				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |____|		4	7.05	0.94	0.00	1.00	31.96		0.99	31.64		
	Estribo : 91 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		91	1.15	0.00	0.00	1.00	104.65		0.56	58.60		
	Baston 1 Ø 1/2" _____|		1	1.55	0.00	0.00	1.00	1.55		0.99	1.53		
	VIGA EJE C				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |____|		4	7.05	1.00	0.00	1.00	32.20		1.55	49.91		
	Estribo : 56 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		56	1.65	0.00	0.00	1.00	92.40		0.56	51.74		
	Baston 1 Ø 1/2" _____|		1	1.60	0.94	0.00	1.00	2.54		0.99	2.51		
	Baston 1 Ø 5/8" _____		3	3.65	0.00	0.00	1.00	10.95		1.55	16.97		
	VIGA EJE D				ga	empal				kg/m			

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |_____|		4	7.05	1.00	0.00	1.00	32.20		1.55	49.91		
	Estribo : 56 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		56	1.65	0.00	0.00	1.00	92.40		0.56	51.74		
	Baston 1 Ø 1/2" _____|		1	1.60	0.94	0.00	1.00	2.54		0.99	2.51		
	Baston 1 Ø 5/8" _____		3	3.65	0.00	0.00	1.00	10.95		1.55	16.97		
	VIGA EJE E				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |_____|		4	7.05	0.94	0.00	1.00	31.96		0.99	31.64		
	Estribo : 91 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		91	1.15	0.00	0.00	1.00	104.65		0.56	58.60		
	Baston 1 Ø 1/2" _____|		1	4.05	0.47	0.00	1.00	4.52		0.99	4.47		
	VIGA EJE F				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |_____|		4	7.05	0.94	0.00	1.00	31.96		0.99	31.64		
	Estribo : 91 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		91	1.15	0.00	0.00	1.00	104.65		0.56	58.60		
	Baston 1 Ø 1/2" _____		1	1.55	0.00	0.00	1.00	1.55		0.99	1.53		
	VIGA EJE 1				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |_____|		4	17.27	0.94	0.80	1.00	76.04		0.99	75.28		
	Estribo : 211 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		211	1.15	0.00	0.00	1.00	242.65		0.56	135.88		
	VIGA EJE 2				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |_____|		4	1.60	0.94	0.00	1.00	10.16		0.99	10.06		
	Estribo : 27 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		27	1.15	0.00	0.00	1.00	31.05		0.56	17.39		
	VIGA EJE 3				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |_____|		4	2.75	0.94	0.00	1.00	14.76		0.99	14.61		
	Estribo : 38 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		38	1.15	0.00	0.00	1.00	43.70		0.56	24.47		
	VIGA EJE 4				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |_____|		4	17.27	0.94	0.80	1.00	76.04		0.99	75.28		
	Estribo : 211 Und de Ø3/8" en 1 Elem. Simil.		211	1.15	0.00	0.00	1.00	242.65		0.56	135.88		
	ACERO BLOQUE C												
	VIGA EJE 1				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |_____|		4	9.66	0.84	0.80	1.00	45.20		0.99	44.75		
	Estribo : 133 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		133	1.15	0.00	0.00	1.00	152.95		0.56	85.65		
	VIGA EJE 2				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |_____|		4	9.66	0.84	0.80	1.00	45.20		0.99	44.75		
	Estribo : 133 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		133	1.15	0.00	0.00	1.00	152.95		0.56	85.65		
	VIGA EJE A				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |_____|		4	3.40	0.84	0.00	1.00	16.96		0.99	16.79		
	Estribo : 45 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		45	1.15	0.00	0.00	1.00	51.75		0.56	28.98		
	VIGA EJE B				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |_____|		4	3.40	0.84	0.00	1.00	16.96		0.99	16.79		
	Estribo : 45 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		45	1.15	0.00	0.00	1.00	51.75		0.56	28.98		
	VIGA EJE C				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |_____|		4	3.40	0.84	0.00	1.00	16.96		0.99	16.79		
	Estribo : 45 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		45	1.15	0.00	0.00	1.00	51.75		0.56	28.98		
	VIGA EJE D				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |_____|		4	3.40	0.84	0.00	1.00	16.96		0.99	16.79		
	Estribo : 45 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		45	1.15	0.00	0.00	1.00	51.75		0.56	28.98		
	ACERO BLOQUE D												
	VIGA EJE 1				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 6 Ø 1/2" |_____|		6	19.30	0.94	1.60	1.00	131.04		0.99	129.73		
	Estribo : 167 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		167	1.45	0.00	0.00	1.00	242.15		0.56	135.60		
	VIGA EJE 2				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |_____|		4	19.30	1.00	1.90	1.00	88.80		1.55	137.64		
	Estribo : 167 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		167	1.45	0.00	0.00	1.00	242.15		0.56	135.60		
	Baston 1 Ø 1/2" _____		2	3.70	0.00	0.00	1.00	7.40		0.99	7.33		
	Baston 1 Ø 1/2" _____		1	2.60	0.47	0.00	1.00	3.07		0.99	3.04		
	Baston 1 Ø 5/8" _____		1	1.95	0.00	0.00	1.00	1.95		1.55	3.02		
	VIGA EJE 3				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |_____|		4	19.30	1.00	1.90	1.00	88.80		1.55	137.64		
	Estribo : 167 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		167	1.45	0.00	0.00	1.00	242.15		0.56	135.60		
	Baston 1 Ø 1/2" _____		2	4.25	0.47	0.00	1.00	9.44		0.99	9.35		
	Baston 1 Ø 1/2" _____		1	0.60	0.47	0.00	1.00	1.07		0.99	1.06		
	Baston 2 Ø 3/4" _____		2	2.35	0.00	0.00	1.00	4.70		2.47	11.61		
	Baston 2 Ø 5/8" _____		2	9.75	0.00	0.95	1.00	21.40		1.55	33.17		

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	VIGA EJE 4				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 6 Ø 1/2" |_____|		6	19.30	1.00	1.60	1.00	131.40		0.99	130.09	
	Estribo : 167 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		167	1.45	0.00	0.00	1.00	242.15		0.56	135.60	
	Baston 1 Ø 1/2" _____		2	3.05	0.00	0.00	1.00	6.10		0.99	6.04	
	VIGA EJE A				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |_____|		4	19.30	1.00	1.60	1.00	87.60		0.99	86.72	
	Estribo : 139 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		139	1.15	0.00	0.00	1.00	159.85		0.56	89.52	
	VIGA EJE B				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |_____|		4	19.30	1.00	1.60	1.00	87.60		0.99	86.72	
	Estribo : 139 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		139	1.15	0.00	0.00	1.00	159.85		0.56	89.52	
	VIGA EJE C				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |_____|		4	19.30	1.00	1.60	1.00	87.60		0.99	86.72	
	Estribo : 139 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		139	1.15	0.00	0.00	1.00	159.85		0.56	89.52	
	VIGA EJE D				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |_____|		4	19.30	1.00	1.60	1.00	87.60		0.99	86.72	
	Estribo : 139 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		139	1.15	0.00	0.00	1.00	159.85		0.56	89.52	
	VIGA EJE E				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |_____|		4	19.30	1.00	1.60	1.00	87.60		0.99	86.72	
	Estribo : 139 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		139	1.15	0.00	0.00	1.00	159.85		0.56	89.52	
	ACERO BLOQUE E												
	VIGA EJE 1				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 2 Ø 1/2" |_____|		2	25.60	0.94	2.40	1.00	57.88		0.99	57.30	
	Acero longitudinal 2 Ø 1/2" |_____|		2	12.10	0.94	0.80	1.00	27.68		0.99	27.40	
	Acero longitudinal 2 Ø 1/2" |_____|		2	10.85	0.94	0.80	1.00	25.18		0.99	24.93	
	Acero longitudinal 2 Ø 1/2" |_____|		2	9.20	0.00	0.80	1.00	20.00		0.99	19.80	
	Estribo : 97 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		97	1.35	0.00	0.00	1.00	130.95		0.56	73.33	
	Estribo : 141 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		141	1.15	0.00	0.00	1.00	162.15		0.56	90.80	
	Baston 2 Ø 1/2" _____|		2	3.50	0.47	0.00	1.00	7.94		0.99	7.86	
	Baston 2 Ø 5/8" _____		2	2.60	0.00	0.00	1.00	5.20		1.55	8.06	
	VIGA EJE 2				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 2 Ø 1/2" |_____|		2	25.60	0.94	2.40	1.00	57.88		0.99	57.30	
	Acero longitudinal 2 Ø 1/2" |_____		2	15.05	0.47	0.80	1.00	32.64		0.99	32.31	
	Acero longitudinal 2 Ø 1/2" |_____|		2	10.85	0.94	0.80	1.00	25.18		0.99	24.93	
	Estribo : 175 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		175	1.15	0.00	0.00	1.00	201.25		0.56	112.70	
	Estribo : 89 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		89	1.35									
	VIGA EJE 3				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 2 Ø 1/2" |_____|		2	25.60	0.94	2.40	1.00	57.88		0.99	57.30	
	Acero longitudinal 2 Ø 1/2" |_____		2	15.05	0.47	0.80	1.00	32.64		0.99	32.31	
	Acero longitudinal 2 Ø 1/2" |_____|		2	10.85	0.94	0.80	1.00	25.18		0.99	24.93	
	Estribo : 175 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		175	1.15	0.00	0.00	1.00	201.25		0.56	112.70	
	Estribo : 89 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		89	1.35	0.00	0.00	1.00	120.15		0.56	67.28	
	VIGA EJE A				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |_____|		4	10.60	1.00	0.95	1.00	50.20		1.55	77.81	
	Estribo : 88 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		88	1.45	0.00	0.00	1.00	127.60		0.56	71.46	
	Baston 1 Ø 1/2" _____		1	1.85	0.00	0.00	1.00	1.85		0.99	1.83	
	VIGA EJE B				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |_____|		4	10.60	1.00	0.95	1.00	50.20		1.55	77.81	
	Estribo : 88 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		88	1.45	0.00	0.00	1.00	127.60		0.56	71.46	
	Baston 2 Ø 5/8" _____		2	2.25	0.00	0.00	1.00	4.50		1.55	6.98	
	VIGA EJE C				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |_____|		4	10.60	1.00	0.95	1.00	50.20		1.55	77.81	
	Estribo : 88 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		88	1.45	0.00	0.00	1.00	127.60		0.56	71.46	
	Baston 1 Ø 1/2" _____		1	2.50	0.00	0.00	1.00	2.50		0.99	2.48	
	Baston 2 Ø 5/8" _____		2	2.35	0.00	0.00	1.00	4.70		1.55	7.29	
	VIGA EJE D				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |_____|		4	10.60	1.00	0.95	1.00	50.20		1.55	77.81	
	Estribo : 88 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		88	1.45	0.00	0.00	1.00	127.60		0.56	71.46	
	Baston 1 Ø 1/2" _____		1	2.80	0.00	0.00	1.00	2.80		0.99	2.77	
	Baston 2 Ø 5/8" _____		2	2.35	0.00	0.00	1.00	4.70		1.55	7.29	
	VIGA EJE E				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |_____|		4	10.60	1.00	0.95	1.00	50.20		1.55	77.81	
	Estribo : 88 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		88	1.45	0.00	0.00	1.00	127.60		0.56	71.46	
	Baston 1 Ø 1/2" _____		1	8.70	0.00	0.00	1.00	8.70		0.99	8.61	

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Baston 2 Ø 3/4" _____		2	2.55	0.00	0.00	1.00	5.10		2.47	12.60		
	VIGA EJE F				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |____|		4	10.60	1.00	0.95	1.00	50.20		1.55	77.81		
	Estribo : 88 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		88	1.45	0.00	0.00	1.00	127.60		0.56	71.46		
	Baston 1 Ø 1/2" _____		1	9.15	0.00	0.80	1.00	9.95		0.99	9.85		
	Baston 2 Ø 1/2" _____		2	1.95	0.00	0.00	1.00	3.90		0.99	3.86		
	Baston 2 Ø 3/4" _____		2	2.85	0.00	0.00	1.00	5.70		2.47	14.08		
	VIGA EJE G				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |____|		4	10.60	1.00	0.95	1.00	50.20		1.55	77.81		
	Estribo : 88 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		88	1.45	0.00	0.00	1.00	127.60		0.56	71.46		
	Baston 2 Ø 1/2" _____		2	2.45	0.00	0.00	1.00	4.90		0.99	4.85		
	Baston 1 Ø 1/2" _____		1	1.85	0.00	0.00	1.00	1.85		0.99	1.83		
	ACERO BLOQUE F												
	VIGA EJE 1				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 2 Ø 1/2" |____|		2	20.10	0.94	1.60	1.00	45.28		0.99	44.83		
	Acero longitudinal 2 Ø 1/2" |____		2	14.00	0.47	0.80	1.00	30.54		0.99	30.23		
	Acero longitudinal 2 Ø 1/2" |____|		2	6.25	0.94	0.00	1.00	14.38		0.99	14.24		
	Estribo : 159 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		159	1.15	0.00	0.00	1.00	182.85		0.56	102.40		
	Estribo : 53 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		53	1.45	0.00	0.00	1.00	76.85		0.56	43.04		
	Baston 2 Ø 1/2" _____		2	3.30	0.47	0.00	1.00	7.54		0.99	7.46		
	Baston 2 Ø 5/8" _____		2	3.20	0.00	0.00	1.00	6.40		1.55	9.92		
	VIGA EJE 2				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |____|		4	20.10	0.94	1.60	1.00	90.56		0.99	89.65		
	Estribo : 240 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		240	1.15	0.00	0.00	1.00	276.00		0.56	154.56		
	VIGA EJE 3				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |____|		4	20.10	0.94	1.60	1.00	90.56		0.99	89.65		
	Estribo : 240 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		240	1.15	0.00	0.00	1.00	276.00		0.56	154.56		
	VIGA EJE A				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |____|		4	10.60	1.00	0.95	1.00	50.20		1.55	77.81		
	Estribo : 88 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		88	1.45	0.00	0.00	1.00	127.60		0.56	71.46		
	Baston 1 Ø 1/2" _____		1	1.95	0.00	0.00	1.00	1.95		0.99	1.93		
	VIGA EJE B				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |____|		4	10.60	1.00	0.95	1.00	50.20		1.55	77.81		
	Estribo : 88 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		88	1.45	0.00	0.00	1.00	127.60		0.56	71.46		
	Baston 1 Ø 1/2" _____		1	2.80	0.00	0.00	1.00	2.80		0.99	2.77		
	Baston 1 Ø 1/2" _____|		1	0.60	0.47	0.00	1.00	1.07		0.99	1.06		
	Baston 2 Ø 5/8" _____		2	2.25	0.00	0.00	1.00	4.50		1.55	6.98		
	VIGA EJE C				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |____|		4	10.60	1.00	0.95	1.00	50.20		1.55	77.81		
	Estribo : 88 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		88	0.70	0.00	0.00	1.00	61.60		0.56	34.50		
	Baston 1 Ø 1/2" _____		1	8.90	0.00	0.00	1.00	8.90		0.99	8.81		
	Baston 1 Ø 1/2" _____|		1	0.70	0.47	0.00	1.00	1.17		0.99	1.16		
	Baston 2 Ø 3/4" _____		2	2.25	0.00	0.00	1.00	4.50		2.47	11.12		
	VIGA EJE D				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |____|		4	10.60	1.00	0.95	1.00	50.20		1.55	77.81		
	Estribo : 88 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		88	0.70	0.00	0.00	1.00	61.60		0.56	34.50		
	Baston 1 Ø 1/2" _____		1	8.90	0.00	0.00	1.00	8.90		0.99	8.81		
	Baston 1 Ø 1/2" _____|		1	0.70	0.47	0.00	1.00	1.17		0.99	1.16		
	Baston 2 Ø 3/4" _____		2	2.55	0.00	0.00	1.00	5.10		2.47	12.60		
	VIGA EJE E				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |____|		4	10.60	1.00	0.95	1.00	50.20		1.55	77.81		
	Estribo : 88 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		88	1.45	0.00	0.00	1.00	127.60		0.56	71.46		
	Baston 2 Ø 3/4" _____		2	2.75	0.00	0.00	1.00	5.50		2.47	13.59		
	VIGA EJE F				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |____|		4	10.60	1.00	0.95	1.00	50.20		1.55	77.81		
	Estribo : 88 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		88	0.70	0.00	0.00	1.00	61.60		0.56	34.50		
	Baston 1 Ø 1/2" _____		1	1.95	0.00	0.00	1.00	1.95		0.99	1.93		
	ACERO BLOQUE G												
	VIGA EJE 1				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |____|		4	16.65	0.94	1.60	1.00	76.76		0.99	75.99		
	Estribo : 205 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		205	1.15	0.00	0.00	1.00	235.75		0.56	132.02		

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	VIGA EJE 2				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |_____|		4	16.65	0.94	1.60	1.00	76.76		0.99	75.99	
	Estribo : 205 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		205	1.15	0.00	0.00	1.00	235.75		0.56	132.02		
	VIGA EJE 3				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |_____|		4	16.65	0.94	1.60	1.00	76.76		0.99	75.99	
	Estribo : 205 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		205	1.15	0.00	0.00	1.00	235.75		0.56	132.02		
	VIGA EJE A				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |_____|		4	10.60	1.00	0.95	1.00	50.20		1.55	77.81		
	Estribo : 88 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		88	1.40	0.00	0.00	1.00	123.20		0.56	68.99		
	VIGA EJE B				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |_____|		4	10.60	1.00	0.95	1.00	50.20		1.55	77.81		
	Estribo : 88 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		88	1.45	0.00	0.00	1.00	127.60		0.56	71.46		
	Baston 1 Ø 1/2" _____		1	2.00	0.00	0.00	1.00	2.00		0.99	1.98		
	Baston 2 Ø 5/8" _____		2	2.35	0.00	0.00	1.00	4.70		1.55	7.29		
	VIGA EJE C				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |_____|		4	10.60	1.00	0.95	1.00	50.20		1.55	77.81		
	Estribo : 88 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		88	1.45	0.00	0.00	1.00	127.60		0.56	71.46		
	Baston 1 Ø 1/2" _____		1	2.40	0.00	0.00	1.00	2.40		0.99	2.38		
	Baston 2 Ø 5/8" _____		2	2.35	0.00	0.00	1.00	4.70		1.55	7.29		
	VIGA EJE D				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |_____|		4	10.60	1.00	0.95	1.00	50.20		1.55	77.81		
	Estribo : 88 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		88	1.45	0.00	0.00	1.00	127.60		0.56	71.46		
	Baston 1 Ø 1/2" _____		1	1.60	0.00	0.00	1.00	1.60		0.99	1.58		
	Baston 2 Ø 5/8" _____		2	2.35	0.00	0.00	1.00	4.70		1.55	7.29		
	VIGA EJE E				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |_____|		4	10.60	1.00	0.95	1.00	50.20		1.55	77.81		
	Estribo : 88 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		88	1.45	0.00	0.00	1.00	127.60		0.56	71.46		
	Baston 1 Ø 5/8" _____		1	2.35	0.00	0.00	1.00	2.35		1.55	3.64		
	VIGA EJE F				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 5/8" |_____|		4	10.60	1.00	0.95	1.00	50.20		1.55	77.81		
	Estribo : 88 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		88	1.45	0.00	0.00	1.00	127.60		0.56	71.46		
	TRIBUNAS				ga	empal				kg/m			
	Acero longitudinal 4 Ø 1/2" |_____|		16	29.00	1.00	1.70	3.00	1521.60		0.99	1506.38		
	Estribo : 188 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		1120	1.45	0.00	0.00	3.00	4872.00		0.56	2728.32		
	Acero longitudinal 4 Ø 3/4" |_____|		16	29.00	1.00	1.70	6.00	3043.20		2.24	6816.77		
	Estribo : 188 Und de Ø 3/8" en 1 Elem. Simil.		200	1.45	0.00	0.00	6.00	1740.00		0.56	974.40		
02.03.05	**LOSAS ALIGERADAS**												
02.03.05.01	**CONCRETO F'C=210KGF/CM2 PARA LOSAS ALIGERADAS**	m3											**244.14**
	BLOQUE A												
	Paño 01		1.00	3.85	5.08	0.09	1.00			1.71			
	Paño 02		1.00	5.15	5.08	0.09	1.00			2.29			
	Paño 03		1.00	4.58	5.08	0.09	1.00			2.04			
	Paño 04		1.00	4.52	5.08	0.09	1.00			2.01			
	Paño 05		1.00	4.80	5.08	0.09	1.00			2.13			
	Paño 06		1.00	3.85	4.88	0.09	1.00			1.64			
	Paño 07		1.00	5.15	4.88	0.09	1.00			2.20			
	Paño 08		1.00	4.58	4.88	0.09	1.00			1.96			
	Paño 09		1.00	4.52	4.88	0.09	1.00			1.93			
	Paño 10		1.00	4.80	4.88	0.09	1.00			2.05			
	BLOQUE B												
	Paño 01		1	1.65	3.66	0.09	1.00			0.53			
	Paño 02		1	1.65	2.60	0.09	1.00			0.38			
	Paño 03		1	3.65	6.80	0.09	1.00			2.17			
	Paño 04		1	3.60	6.80	0.09	1.00			2.14			
	Paño 05		1	4.25	6.80	0.09	1.00			2.53			
	Paño 06		1	2.75	2.70	0.09	1.00			0.65			
	Paño 07		1	2.75	3.56	0.09	1.00			0.86			
	BLOQUE C												

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Paño 01		1	4.40	3.40	0.09	1.00			1.31			
	Paño 02		1	2.85	3.40	0.09	1.00			0.85			
	Paño 03		1	2.85	3.40	0.09	1.00			0.85			
	BLOQUE D												
	Paño 01		1	4.90	3.55	0.09	1.00			1.52			
	Paño 02		1	5.15	3.55	0.09	1.00			1.60			
	Paño 03		1	3.30	3.55	0.09	1.00			1.03			
	Paño 04		1	5.15	3.55	0.09	1.00			1.60			
	Paño 05		1	4.90	4.85	0.09	1.00			2.08			
	Paño 06		1	5.15	4.85	0.09	1.00			2.19			
	Paño 07		1	3.30	4.85	0.09	1.00			1.40			
	Paño 08		1	5.15	4.85	0.09	1.00			2.19			
	Paño 09		1	4.90	2.40	0.09	1.00			1.03			
	Paño 10		1	5.15	2.40	0.09	1.00			1.08			
	Paño 11		1	3.30	2.40	0.09	1.00			0.69			
	Paño 12		1	5.15	2.40	0.09	1.00			1.08			
	BLOQUE E												
	Paño 01		1	2.95	5.55	0.09	1.00			1.43			
	Paño 02		1	2.85	5.55	0.09	1.00			1.38			
	Paño 03		1	4.05	5.55	0.09	1.00			1.97			
	Paño 04		1	3.70	5.55	0.09	1.00			1.80			
	Paño 05		1	4.95	5.55	0.09	1.00			2.40			
	Paño 06		1	5.65	5.55	0.09	1.00			2.74			
	Paño 07		1	2.95	4.85	0.09	1.00			1.25			
	Paño 08		1	2.85	4.85	0.09	1.00			1.21			
	Paño 09		1	4.05	4.85	0.09	1.00			1.72			
	Paño 10		1	3.70	4.85	0.09	1.00			1.57			
	Paño 11		1	4.95	4.85	0.09	1.00			2.10			
	Paño 12		1	5.65	4.85	0.09	1.00			2.40			
	BLOQUE F												
	Paño 01		1	3.85	5.45	0.09	1.00			1.84			
	Paño 02		1	3.85	5.45	0.09	1.00			1.84			
	Paño 03		1	5.20	5.45	0.09	1.00			2.48			
	Paño 04		1	3.15	5.45	0.09	1.00			1.50			
	Paño 05		1	2.85	5.45	0.09	1.00			1.36			
	Paño 06		1	3.85	4.95	0.09	1.00			1.67			
	Paño 07		1	3.85	4.95	0.09	1.00			1.67			
	Paño 08		1	5.20	4.95	0.09	1.00			2.25			
	Paño 09		1	3.15	4.95	0.09	1.00			1.36			
	Paño 10		1	2.85	4.95	0.09	1.00			1.23			
	Bloque G												
	Paño 01		1	2.85	5.50	0.09	1.00			1.37			
	Paño 02		1	3.85	5.50	0.09	1.00			1.85			
	Paño 03		1	3.70	5.50	0.09	1.00			1.78			
	Paño 04		1	2.53	5.50	0.09	1.00			1.22			
	Paño 05		1	2.62	5.50	0.09	1.00			1.26			
	Paño 06		1	2.85	4.90	0.09	1.00			1.22			
	Paño 07		1	3.85	4.90	0.09	1.00			1.65			
	Paño 08		1	3.70	4.90	0.09	1.00			1.59			
	Paño 09		1	2.53	4.90	0.09	1.00			1.08			
	Paño 10		1	2.62	4.90	0.09	1.00			1.12			
	TRIBUNAS												
	TRIBUNAS LOSA GRADAS		4	9.00	0.14	1.00	28.00			141.12			
02.03.05.02	**ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSAS ALIGERADAS**	m2											**1177.41**
	BLOQUE A												
	Paño 01		1.00	3.85	5.08				19.56				
	Paño 02		1.00	5.15	5.08				26.16				
	Paño 03		1.00	4.58	5.08				23.27				
	Paño 04		1.00	4.52	5.08				22.96				
	Paño 05		1.00	4.80	5.08				24.38				

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Paño 06		1.00	3.85	4.88				18.79				
	Paño 07		1.00	5.15	4.88				25.13				
	Paño 08		1.00	4.58	4.88				22.35				
	Paño 09		1.00	4.52	4.88				22.06				
	Paño 10		1.00	4.80	4.88				23.42				
	BLOQUE B												
	Paño 01		1	1.65	3.66				6.04				
	Paño 02		1	1.65	2.60				4.29				
	Paño 03		1	3.65	6.80				24.82				
	Paño 04		1	3.60	6.80				24.48				
	Paño 05		1	4.25	6.80				28.90				
	Paño 06		1	2.75	2.70				7.43				
	Paño 07		1	2.75	3.56				9.79				
	BLOQUE C												
	Paño 01		1	4.40	3.40				14.96				
	Paño 02		1	2.85	3.40				9.69				
	Paño 03		1	2.85	3.40				9.69				
	BLOQUE D												
	Paño 01		1	4.90	3.55				17.40				
	Paño 02		1	5.15	3.55				18.28				
	Paño 03		1	3.30	3.55				11.72				
	Paño 04		1	5.15	3.55				18.28				
	Paño 05		1	4.90	4.85				23.77				
	Paño 06		1	5.15	4.85				24.98				
	Paño 07		1	3.30	4.85				16.01				
	Paño 08		1	5.15	4.85				24.98				
	Paño 09		1	4.90	2.40				11.76				
	Paño 10		1	5.15	2.40				12.36				
	Paño 11		1	3.30	2.40				7.92				
	Paño 12		1	5.15	2.40				12.36				
	BLOQUE E												
	Paño 01		1	2.95	5.55				16.37				
	Paño 02		1	2.85	5.55				15.82				
	Paño 03		1	4.05	5.55				22.48				
	Paño 04		1	3.70	5.55				20.54				
	Paño 05		1	4.95	5.55				27.47				
	Paño 06		1	5.65	5.55				31.36				
	Paño 07		1	2.95	4.85				14.31				
	Paño 08		1	2.85	4.85				13.82				
	Paño 09		1	4.05	4.85				19.64				
	Paño 10		1	3.70	4.85				17.95				
	Paño 11		1	4.95	4.85				24.01				
	Paño 12		1	5.65	4.85				27.40				
	BLOQUE F												
	Paño 01		1	3.85	5.45				20.98				
	Paño 02		1	3.85	5.45				20.98				
	Paño 03		1	5.20	5.45				28.34				
	Paño 04		1	3.15	5.45				17.17				
	Paño 05		1	2.85	5.45				15.53				
	Paño 06		1	3.85	4.95				19.06				
	Paño 07		1	3.85	4.95				19.06				
	Paño 08		1	5.20	4.95				25.74				
	Paño 09		1	3.15	4.95				15.59				
	Paño 10		1	2.85	4.95				14.11				
	Bloque G												
	Paño 01		1	2.85	5.50				15.68				
	Paño 02		1	3.85	5.50				21.18				
	Paño 03		1	3.70	5.50				20.35				
	Paño 04		1	2.53	5.50				13.92				
	Paño 05		1	2.62	5.50				14.41				
	Paño 06		1	2.85	4.90				13.97				

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Paño 07		1	3.85	4.90				18.87				
	Paño 08		1	3.70	4.90				18.13				
	Paño 09		1	2.53	4.90				12.40				
	Paño 10		1	2.62	4.90				12.84				
02.03.05.03	**LADRILLO TECHO MAQUINADO 8 H 0.30x0.30x0.15 m**	und											**9811.34**
	BLOQUE A												
	Paño 01		1	3.85	5.08		8.33					162.98	
	Paño 02		1	5.15	5.08		8.33					218.01	
	Paño 03		1	4.58	5.08		8.33					193.88	
	Paño 04		1	4.52	5.08		8.33					191.34	
	Paño 05		1	4.80	5.08		8.33					203.19	
	Paño 06		1	3.85	4.88		8.33					156.56	
	Paño 07		1	5.15	4.88		8.33					209.42	
	Paño 08		1	4.58	4.88		8.33					186.25	
	Paño 09		1	4.52	4.88		8.33					183.81	
	Paño 10		1	4.80	4.88		8.33					195.19	
	BLOQUE B											0.00	
	Paño 01		1	1.65	3.66		8.33					50.32	
	Paño 02		1	1.65	2.60		8.33					35.75	
	Paño 03		1	3.65	6.80		8.33					206.83	
	Paño 04		1	3.60	6.80		8.33					203.99	
	Paño 05		1	4.25	6.80		8.33					240.82	
	Paño 06		1	2.75	2.70		8.33					61.87	
	Paño 07		1	2.75	3.56		8.33					81.58	
	BLOQUE C											0.00	
	Paño 01		1	4.40	3.40		8.33					124.66	
	Paño 02		1	2.85	3.40		8.33					80.75	
	Paño 03		1	2.85	3.40		8.33					80.75	
	BLOQUE D											0.00	
	Paño 01		1	4.90	3.55		8.33					144.95	
	Paño 02		1	5.15	3.55		8.33					152.35	
	Paño 03		1	3.30	3.55		8.33					97.62	
	Paño 04		1	5.15	3.55		8.33					152.35	
	Paño 05		1	4.90	4.85		8.33					198.03	
	Paño 06		1	5.15	4.85		8.33					208.14	
	Paño 07		1	3.30	4.85		8.33					133.37	
	Paño 08		1	5.15	4.85		8.33					208.14	
	Paño 09		1	4.90	2.40		8.33					98.00	
	Paño 10		1	5.15	2.40		8.33					103.00	
	Paño 11		1	3.30	2.40		8.33					66.00	
	Paño 12		1	5.15	2.40		8.33					103.00	
	BLOQUE E												
	Paño 01		1	2.95	5.55		8.33					136.43	
	Paño 02		1	2.85	5.55		8.33					131.81	
	Paño 03		1	4.05	5.55		8.33					187.31	
	Paño 04		1	3.70	5.55		8.33					171.12	
	Paño 05		1	4.95	5.55		8.33					228.93	
	Paño 06		1	5.65	5.55		8.33					261.30	
	Paño 07		1	2.95	4.85		8.33					119.22	
	Paño 08		1	2.85	4.85		8.33					115.18	
	Paño 09		1	4.05	4.85		8.33					163.68	
	Paño 10		1	3.70	4.85		8.33					149.54	
	Paño 11		1	4.95	4.85		8.33					200.05	
	Paño 12		1	5.65	4.85		8.33					228.35	
	BLOQUE F												
	Paño 01		1	3.85	5.45		8.33					174.85	
	Paño 02		1	3.85	5.45		8.33					174.85	
	Paño 03		1	5.20	5.45		8.33					236.16	
	Paño 04		1	3.15	5.45		8.33					143.06	
	Paño 05		1	2.85	5.45		8.33					129.43	
	Paño 06		1	3.85	4.95		8.33					158.81	
	Paño 07		1	3.85	4.95		8.33					158.81	
	Paño 08		1	5.20	4.95		8.33					214.49	
	Paño 09		1	3.15	4.95		8.33					129.93	

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Paño 10		1	2.85	4.95		8.33					117.56	
	Bloque G												
	Paño 01		1	2.85	5.50		8.33					130.62	
	Paño 02		1	3.85	5.50		8.33					176.45	
	Paño 03		1	3.70	5.50		8.33					169.58	
	Paño 04		1	2.53	5.50		8.33					115.95	
	Paño 05		1	2.62	5.50		8.33					120.08	
	Paño 06		1	2.85	4.90		8.33					116.37	
	Paño 07		1	3.85	4.90		8.33					157.20	
	Paño 08		1	3.70	4.90		8.33					151.08	
	Paño 09		1	2.53	4.90		8.33					103.30	
	Paño 10		1	2.62	4.90		8.33					106.98	
02.03.05.04	**ACERO CORRUGADO G"60 FY=4200KGF/CM2 PARA LOSAS ALIGERADAS**	kg											**3882.41**
	BLOQUE A												
	Acero inf 1 Ø 3/8 " |____|		25	24.30	0.70	1.20	1.00	655.00		0.55	360.25		
	Acero Baston 1 Ø1/2" |_____		25	1.00	0.35	0.00	1.00	33.75		0.99	33.41		
	Acero Baston 1 Ø1/2" _____		25	13.70	0.00	0.00	1.00	342.50		0.99	339.08		
	Acero Baston 1 Ø 3/8" _____		25	3.40	0.00	0.00	1.00	85.00		0.99	84.15		
	Acero Baston 1 Ø1/2" _____|		25	1.20	0.35	0.00	1.00	38.75		0.99	38.36		
	BLOQUE B												
	Acero inf 1 Ø 3/8 " |____|		25	17.50	0.70	0.60	1.00	470.00		0.55	258.50		
	Acero Baston 1 Ø1/2" |_____		25	0.45	0.35	0.00	1.00	20.00		0.99	19.80		
	Acero Baston 1 Ø1/2" _____		25	10.25	0.00	0.00	1.00	256.25		0.99	253.69		
	Acero Baston 1 Ø1/2" _____|		25	0.70	0.35	0.00	1.00	26.25		0.99	25.99		
	BLOQUE C										0.00		
	Acero inf Tipo I 1 Ø 3/8 " |____|		7	3.40	0.30	0.00	1.00	25.90		0.55	14.25		
	Acero inf Tipo II 1 Ø 3/8 " |____|		10	6.00	0.30	0.00	1.00	63.00		0.55	34.65		
	Acero sup Tipo I 1 Ø1/2" |_____|		7	3.40	0.70	0.00	1.00	28.70		0.99	28.41		
	Acero sup Tipo II 1 Ø1/2" | _____|		10	6.00	0.70	0.00	1.00	67.00		0.99	66.33		
	BLOQUE D												
	Acero inf 1 Ø 3/8 " |____|		41	11.40	0.70	0.60	1.00	520.70		0.55	286.39		
	Acero Baston 1 Ø1/2" |_____		41	0.60	0.30	0.00	1.00	36.90		0.99	36.53		
	Acero Baston 1 Ø1/2" _____		41	5.80	0.00	0.00	1.00	237.80		0.99	235.42		
	Acero Baston 1 Ø1/2" |_____		41	0.90	0.30	0.00	1.00	49.20		0.99	48.71		
	BLOQUE E												
	Acero inf 1 Ø 3/8 " |____|		23	3.40	0.30	0.00	1.00	85.10		0.55	46.81		
	Acero Baston 1 Ø1/2" |_____		23	0.75	0.30	0.00	1.00	24.15		0.99	23.91		
	Acero Baston 1 Ø1/2" _____		23	18.55	0.00	0.00	1.00	426.65		0.99	422.38		
	Acero Baston 1 Ø 3/8" _____		23	3.85	0.00	0.00	1.00	88.55		0.55	48.70		
	BLOQUE F												
	Acero inf 1 Ø 3/8 " |____|		23	20.20	0.30	1.20	1.00	499.10		0.55	274.51		
	Acero Baston 1 Ø1/2" |_____		23	0.95	0.35	0.00	1.00	29.90		0.99	29.60		
	Acero Baston 1 Ø1/2" _____		23	11.30	0.00	0.00	1.00	259.90		0.99	257.30		
	Acero Baston 1 Ø1/2" _____|		23	0.70	0.35	0.00	1.00	24.15		0.99	23.91		
	Acero Baston 1 Ø 3/8" _____		23	3.90	0.00	0.00	1.00	89.70		0.55	49.34		
	BLOQUE G												
	Acero inf 1 Ø 3/8 " |____|		23	20.20	0.30	1.20	1.00	499.10		0.55	274.51		
	Acero Baston 1 Ø1/2" |_____		23	0.70	0.35	0.00	1.00	24.15		0.99	23.91		
	Acero Baston 1 Ø1/2" _____		23	9.70	0.00	0.00	1.00	223.10		0.99	220.87		
	Acero Baston 1 Ø1/2" _____|		23	0.65	0.35	0.00	1.00	23.00		0.99	22.77		
02.03.06	**LOSAS DEPORTIVAS**												
02.03.06.01	**CONCRETO F'C=210KGF/CM2 PARA LOSAS DEPORTIVAS**	m3											**297.36**
	LOSA DEPORTIVA												
	Paño de losa deportiva		3	32.00	20.00	0.15	1.00			288.00			
	Uñas paños perimetrales		3	104.00	0.03		1.00			9.36			
02.03.06.02	**CONFORMACION Y COMPACTACION DE BASE CON AFIRMADO (E=15CM)**	**m2**											**1920.00**
	Base con afirmado		3	32.00	20.00		1.00		1920.00				
02.03.06.03	**ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSAS DEPORTIVAS (H=15CM)**	m											**384.00**
	LOSA DEPORTIVA												
	Paño tipico		32		4.00		3.00	384.00					

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
02.03.06.04	**ACERO CORRUGADO G"60 FY=4200KGF/CM2 PARA LOSAS DEPORTIVAS**	kg											**238.79**
	BLOQUE A				gancho	empal				kg/m			
	Acero Pasador 1 Ø 1/2" _____		201	1.20	0.00	0.00	1.00	241.20		0.99	238.79		
02.03.07	**ESTRUCTURAS METALICAS**												
02.03.07.01	**HABILITACIÓN Y FABRICACIÓN DE PÓRTICO METÁLICO TIPO 1**	und											**24.00**
	PORTICO EJE A-A,B-B,C-C,D-D,E-E,F-F		6				4.00					24.00	
02.03.07.02	**HABILITACIÓN Y FABRICACIÓN DE CERCHA TRANSVERSAL**	und											**40.00**
	Entre porticos A,B,C,D,E,F		10				4.00					40.00	
02.03.07.03	**HABILITACIÓN Y FABRICACIÓN DE COLUMNAS PERIMETRALES**	und											**8.00**
	Perimetro tensoestructura		8				1.00					8.00	
02.03.07.04	**HABILITACIÓN Y FABRICACIÓN DE COLUMNA CENTRAL**	und											**1.00**
	Columna central		1				1.00					1.00	
02.03.07.05	**HABILITACIÓN Y FABRICACIÓN DE CABLES**	und											**1.00**
	Cables tensoestructuras		1				1.00					1.00	
02.03.07.06	**IZAJE E INSTALACIÓN DE PORTICO METALICO TIPO I**	und											**24.00**
	Izaje e instlacion de portico		6				4.00					24.00	
02.03.07.07	**IZAJE E INSTALACIÓN DE COLUMNA CENTRAL**	und											**40.00**
	Izaje e instalacion de columna central		10				4.00					40.00	
02.03.07.08	**INSTALACIÓN DE CABLES BOA**	und											**1.00**
	izaje e intalacion de cables		1				1.00					1.00	
02.03.08	**TENSOESTRUCTURAS**												
02.03.08.01	**INSTALACION DE MEMBRANA PRECONTRAINT FERRARI 502**	m2											**1127.63**
	INSTALACION DE MEMBRANA TRIBUNA		5	7.20	6.19		4.00		891.79				
	INSTALACION DE MEMBRANA TENSOESTRUCTURA		1	235.84			1.00		235.84				
03	**ARQUITECTURA**												
03.01	**MUROS Y TABIQUES**												
03.01.01	**MUROS DE LADRILLO DE ARCILLA KK MAQUINADO 18H (0.23 *0.12 *0.09), APAREJO DE SOGA**	m2											**1170.55**
	BLOQUE A												
	Eje A',B,B' Tramo 1'-2'		3	8.30		2.40	1.00		59.76				
	Eje D, Tramo 1'-3		1	8.53		2.40	1.00		20.47				
	Eje A,F Tramo 1-3		2	9.16		2.40	1.00		43.97				
	Eje 1 Tramo A-F		1	22.90		2.40	1.00		54.96				
	Eje 2 Tramo A-B'		1	6.35		2.40	1.00		15.24				
	Eje 1',2' Tramo A'-B		2	1.05		2.40	1.00		5.04				
	Eje 3 Tramo A-F		1	9.00		2.40	1.00		21.60				
	Descuento de ventana												
	V1		-2	1.20		0.30	1.00		-0.72				
	V2		-1	1.00		1.40	1.00		-1.40				
	BLOQUE B												
	Eje 1,4 Tramo A-F		2	15.90		2.40	1.00		76.32				
	Eje 2 Tramo A-B		1	1.65		2.40	1.00		3.96				
	Eje 3 Tramo E-F		1	2.75		2.40	1.00		6.60				
	Eje 3' Tramo A-B		1	2.00		2.40	1.00		4.80				
	Eje A,B,F Tramo 1-3		3	6.26		2.40	1.00		45.07				
	Eje C Tramo 1-3		1	4.50		2.40	1.00		10.80				
	Descuento de ventana												
	V1		-2	1.20		0.30	1.00		-0.72				
	V3		-1	2.50		1.00	1.00		-2.50				
	P3		-2	1.00		2.00	1.00		-4.00				
	BLOQUE C												
	Eje A,B,C,D Tramo 1-2		3	3.40		2.40	1.00		24.48				

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Eje 1-2 Tramo A-D		2	10.10		2.40	1.00		48.48				
	Descuento de ventana												
	P2		-1	0.70		1.20	1.00		-0.84				
	P3		-2	1.00		2.20	1.00		-4.40				
	V4		-2	4.50		1.40	1.00		-12.60				
	V5		-1	3.50		1.40	1.00		-4.90				
	BLOQUE D												
	Eje A,B Tramo 1-4		2	10.60		2.40	1.00		50.88				
	Eje A',C,D,E Tramo 1-2		4	2.30		2.40	1.00		22.08				
	Eje E tramo 2-4		1	5.20		2.40	1.00		12.48				
	Eje 1,4 Tramo A-F		2	15.00		2.40	1.00		72.00				
	Eje 2 tramo A-F		1	11.80		2.40	1.00		28.32				
	Descuento de ventana												
	V1		-3	1.20		0.30	1.00		-1.08				
	V6		-1	3.85		1.20	1.00		-4.62				
	V7		-2	2.00		1.20	1.00		-4.80				
	BLOQUE E												
	Eje A,C,G Tramo 1-3		3	10.25		2.40	1.00		73.80				
	Eje B,F,E Tramo 1-3		3	5.45		2.40	1.00		39.24				
	Eje B Tramo 1'-2		1	3.80		2.40	1.00		9.12				
	Eje 1,2 Tramo A-F		2	23.85		2.40	1.00		114.48				
	Eje 1-1' Tramo A-A'		1	3.85		2.40	1.00		9.24				
	Descuento de ventana												
	vano baño		-1	2.15		2.40	1.00		-5.16				
	V8		-3	3.00		1.20	1.00		-10.80				
	V7		-4	2.00		1.20	1.00		-9.60				
	BLOQUE F												
	Eje A,D, Tramo 1-3		2	10.25		2.40	1.00		49.20				
	Eje B,C,C' Tramo 2'-3		3	4.05		2.40	1.00		29.16				
	Eje 1 Tramo A-D		1	5.10		2.40	1.00		12.24				
	Eje 2 Tramo A-D		1	10.45		2.40	1.00		25.08				
	Eje 3 Tramo A-D		1	12.65		2.40	1.00		30.36				
	Eje en X baño		1	13.50		2.40	1.00		32.40				
	Eje en Y baño		1	19.50		2.40	1.00		46.80				
	Descuento de ventana												
	vano mampara		-1	8.65		2.40	1.00		-20.76				
	BLOQUE G												
	Eje A,D, Tramo 1-3		2	10.25		2.40	1.00		49.20				
	Eje B,C,C' Tramo 2'-3		3	4.05		2.40	1.00		29.16				
	Eje 1 Tramo A-D		1	5.10		2.40	1.00		12.24				
	Eje 2 Tramo A-D		1	10.45		2.40	1.00		25.08				
	Eje 3 Tramo A-D		1	12.65		2.40	1.00		30.36				
	Eje en X		1	5.14		2.40	1.00		12.34				
	Eje en Y		1	10.25		2.40	1.00		24.60				
	Descuento de ventana												
	V9		-1	1.20		1.00	1.00		-1.20				
	vano mampara		-1	8.65		2.40	1.00		-20.76				
03.02	**REVOQUES Y REVESTIMIENTOS**												
03.02.01	**TARRAJEO MUROS C/MORTERO C:A 1:4 E=1.5 CM**	m2											**2341.10**
	BLOQUE A												
	Eje A',B,B' Tramo 1'-2'		3	8.30		2.40	2.00		119.52				
	Eje D, Tramo 1'-3		1	8.53		2.40	2.00		40.94				
	Eje A,F Tramo 1-3		2	9.16		2.40	2.00		87.94				
	Eje 1 Tramo A-F		1	22.90		2.40	2.00		109.92				
	Eje 2 Tramo A-B'		1	6.35		2.40	2.00		30.48				
	Eje 1',2' Tramo A'-B		2	1.05		2.40	2.00		10.08				
	Eje 3 Tramo A-F		1	9.00		2.40	2.00		43.20				
	Descuento de ventana												
	V1		-2	1.20		0.30	2.00		-1.44				
	V2		-1	1.00		1.40	2.00		-2.80				
	BLOQUE B												
	Eje 1,4 Tramo A-F		2	15.90		2.40	2.00		152.64				
	Eje 2 Tramo A-B		1	1.65		2.40	2.00		7.92				
	Eje 3 Tramo E-F		1	2.75		2.40	2.00		13.20				
	Eje 3' Tramo A-B		1	2.00		2.40	2.00		9.60				

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	Eje A,B,F Tramo 1-3		3	6.26		2.40	2.00		90.14				
	Eje C Tramo 1-3		1	4.50		2.40	2.00		21.60				
	Descuento de ventana												
	V1		-2	1.20		0.30	2.00		-1.44				
	V3		-1	2.50		1.00	2.00		-5.00				
	P3		-2	1.00		2.00	2.00		-8.00				
	BLOQUE C												
	Eje A,B,C,D Tramo 1-2		3	3.40		2.40	2.00		48.96				
	Eje 1-2 Tramo A-D		2	10.10		2.40	2.00		96.96				
	Descuento de ventana												
	P2		-1	0.70		1.20	2.00		-1.68				
	P3		-2	1.00		2.20	2.00		-8.80				
	V4		-2	4.50		1.40	2.00		-25.20				
	V5		-1	3.50		1.40	2.00		-9.80				
	BLOQUE D												
	Eje A,B Tramo 1-4		2	10.60		2.40	2.00		101.76				
	Eje A',C,D,E Tramo 1-2		4	2.30		2.40	2.00		44.16				
	Eje E tramo 2-4		1	5.20		2.40	2.00		24.96				
	Eje 1,4 Tramo A-F		2	15.00		2.40	2.00		144.00				
	Eje 2 tramo A-F		1	11.80		2.40	2.00		56.64				
	Descuento de ventana												
	V1		-3	1.20		0.30	2.00		-2.16				
	V6		-1	3.85		1.20	2.00		-9.24				
	V7		-2	2.00		1.20	2.00		-9.60				
	BLOQUE E												
	Eje A,C,G Tramo 1-3		3	10.25		2.40	2.00		147.60				
	Eje B,F,E Tramo 1-3		3	5.45		2.40	2.00		78.48				
	Eje B Tramo 1'-2		1	3.80		2.40	2.00		18.24				
	Eje 1,2 Tramo A-F		2	23.85		2.40	2.00		228.96				
	Eje 1-1' Tramo A-A'		1	3.85		2.40	2.00		18.48				
	Descuento de ventana												
	vano baño		-1	2.15		2.40	2.00		-10.32				
	V8		-3	3.00		1.20	2.00		-21.60				
	V7		-4	2.00		1.20	2.00		-19.20				
	BLOQUE F												
	Eje A,D, Tramo 1-3		2	10.25		2.40	2.00		98.40				
	Eje B,C,C' Tramo 2'-3		3	4.05		2.40	2.00		58.32				
	Eje 1 Tramo A-D		1	5.10		2.40	2.00		24.48				
	Eje 2 Tramo A-D		1	10.45		2.40	2.00		50.16				
	Eje 3 Tramo A-D		1	12.65		2.40	2.00		60.72				
	Eje en X baño		1	13.50		2.40	2.00		64.80				
	Eje en Y baño		1	19.50		2.40	2.00		93.60				
	Descuento de ventana												
	vano mampara		-1	8.65		2.40	2.00		-41.52				
	BLOQUE G												
	Eje A,D, Tramo 1-3		2	10.25		2.40	2.00		98.40				
	Eje B,C,C' Tramo 2'-3		3	4.05		2.40	2.00		58.32				
	Eje 1 Tramo A-D		1	5.10		2.40	2.00		24.48				
	Eje 2 Tramo A-D		1	10.45		2.40	2.00		50.16				
	Eje 3 Tramo A-D		1	12.65		2.40	2.00		60.72				
	Eje en X		1	5.14		2.40	2.00		24.67				
	Eje en Y		1	10.25		2.40	2.00		49.20				
	Descuento de ventana												
	V9		-1	1.20		1.00	2.00		-2.40				
	vano mampara		-1	8.65		2.40	2.00		-41.52				
03.03	**ZOCALOS Y CONTRAZOCALOS**												
03.03.01	**CONTRAZOCALOS CERMICOS 0.3*0.3 M (H=0.15M)**	m											**758.24**
	BLOQUE A												
	Eje A',B,B' Tramo 1'-2'		3	8.30			1.00	24.90					
	Eje D, Tramo 1'-3		1	8.53			2.00	17.06					
	Eje A,F Tramo 1-3		2	9.16			1.00	18.32					
	Eje 1 Tramo A-F		1	22.90			1.00	22.90					
	Eje 2 Tramo A-B'		1	6.35			2.00	12.70					
	Eje 1',2' Tramo A'-B		2	1.05			2.00	4.20					
	Eje 3 Tramo A-F		1	9.00			2.00	18.00					

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	BLOQUE B												
	Eje 1,4 Tramo A-F		2	15.90			1.00	31.80					
	Eje 2 Tramo A-B		1	1.65			2.00	3.30					
	Eje 3 Tramo E-F		1	2.75			2.00	5.50					
	Eje 3' Tramo A-B		1	2.00			2.00	4.00					
	Eje A,B,F Tramo 1-3		3	6.26			1.00	18.78					
	Eje C Tramo 1-3		1	4.50			2.00	9.00					
	BLOQUE C												
	Eje A,B,C,D Tramo 1-2		3	3.40			1.00	10.20					
	Eje 1-2 Tramo A-D		2	10.10			1.00	20.20					
	BLOQUE D												
	Eje A,B Tramo 1-4		2	10.60			1.00	21.20					
	Eje A',C,D,E Tramo 1-2		4	2.30			1.00	9.20					
	Eje E tramo 2-4		1	5.20			2.00	10.40					
	Eje 1,4 Tramo A-F		2	15.00			2.00	60.00					
	Eje 2 tramo A-F		1	11.80			2.00	23.60					
	BLOQUE E												
	Eje A,C,G Tramo 1-3		3	10.25			1.00	30.75					
	Eje B,F,E Tramo 1-3		3	5.45			2.00	32.70					
	Eje B Tramo 1'-2		1	3.80			2.00	7.60					
	Eje 1,2 Tramo A-F		2	23.85			1.00	47.70					
	Eje 1-1' Tramo A-A'		1	3.85			2.00	7.70					
	BLOQUE F												
	Eje A,D, Tramo 1-3		2	10.25			1.00	20.50					
	Eje B,C,C' Tramo 2'-3		3	4.05			2.00	24.30					
	Eje 1 Tramo A-D		1	5.10			2.00	10.20					
	Eje 2 Tramo A-D		1	10.45			2.00	20.90					
	Eje 3 Tramo A-D		1	12.65			2.00	25.30					
	Eje en X baño		1	13.50			2.00	27.00					
	Eje en Y baño		1	19.50			2.00	39.00					
	BLOQUE G												
	Eje A,D, Tramo 1-3		2	10.25			1.00	20.50					
	Eje B,C,C' Tramo 2'-3		3	4.05			2.00	24.30					
	Eje 1 Tramo A-D		1	5.10			2.00	10.20					
	Eje 2 Tramo A-D		1	10.45			2.00	20.90					
	Eje 3 Tramo A-D		1	12.65			1.00	12.65					
	Eje en X		1	5.14			2.00	10.28					
	Eje en Y		1	10.25			2.00	20.50					
03.04	**PISOS Y CONTRAPISOS**												
03.04.01	**CONTRAPISO MORTERO MEZCLA C:A 1:3 E=3CM**	m2											**1319.18**
	Bloque A		1	257.26			1.00		257.26				
	Bloque B		1	121.21			1.00		121.21				
	Bloque C		1	39.61			1.00		39.61				
	Bloque D		1	225.76			1.00		225.76				
	Bloque E		1	278.73			1.00		278.73				
	Bloque F		1	216.35			1.00		216.35				
	Bloque G		1	180.27			1.00		180.27				
03.04.02	**PISO CERAMICO 0.30*0.30 M TRANSITO MEDIO**	m2											**1319.18**
	Bloque A		1	257.26			1.00		257.26				
	Bloque B		1	121.21			1.00		121.21				
	Bloque C		1	39.61			1.00		39.61				
	Bloque D		1	225.76			1.00		225.76				
	Bloque E		1	278.73			1.00		278.73				
	Bloque F		1	216.35			1.00		216.35				
	Bloque G		1	180.27			1.00		180.27				
03.05	**CARPINTERIA DE MADERA**												
03.05.01	**PUERTAS**												
03.05.01.01	**SUM. E INST. DE PUERTA CONTRAPLACADA (P1) DE 2.00*2.20M**	und											**5.00**
	Bloque A		2									2.00	
	Bloque B		1									1.00	
	Bloque E		1									1.00	
	Bloque F		1									1.00	
	Bloque G		1										

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
03.05.01.02	**SUM. E INST. DE PUERTA CONTRAPLACADA (P2) DE 0.70*1.20M**	und											**1.00**
	Bloque C		1									1.00	
03.05.01.03	**SUM. E INST. DE PUERTA CONTRAPLACADA (P3) DE 1.00*2.20M**	und											**15.00**
	Bloque A		4									4.00	
	Bloque B		6									6.00	
	Bloque C		2									2.00	
	Bloque D		3									3.00	
03.05.01.04	**SUM. E INST. DE PUERTA CONTRAPLACADA (P4) DE 0.70*2.00M**	und											**3.00**
	Bloque D		2									2.00	
	Bloque G		1									1.00	
03.05.02	**VENTANAS**												
03.05.02.01	**SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V1) DE 1.20*0.30M**	und											**7.00**
			7									7.00	
03.05.02.02	**SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V2) DE 1.00*1.40M**	und											**2.00**
			2									2.00	
03.05.02.03	**SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V3) DE 2.50*1.00M**	und											**1.00**
			1									1.00	
03.05.02.04	**SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V4) DE 4.50*1.40**	und											**2.00**
			2									2.00	
03.05.02.05	**SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V5) DE 3.50*1.40M**	und											**1.00**
			1									1.00	
03.05.02.06	**SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V6) DE 3.85*1.20M**	und											**1.00**
			1									1.00	
03.05.02.07	**SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V7) DE 2.00*1.20M**	und											**6.00**
			6									6.00	
03.05.02.08	**SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V8) DE 3.00*1.20M**	und											**3.00**
			3									3.00	
03.05.02.09	**SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V9) DE 1.20*1.00M**	und											**1.00**
			1									1.00	
03.05.03	**CERRAJERIA**												
03.05.03.01	**SUM. E INST. DE BISAGRA DE ACERO INOXIDABLE DE 3""3"**	und											**75.00**
	P1		6				3.00					18.00	
	P2		1				3.00					3.00	
	P3		15				3.00					45.00	
	P4		3				3.00					9.00	
03.05.03.02	**SUM. E INST. DE CERRADURA 3 GOLPES**	und											**6.00**
	P1		6				1.00					6.00	
03.05.03.03	**SUM. E INST. DE CERRADURA TIPO POMO DE ACERO INOXIDABLE**	und											**19.00**
	P2		1				1.00					1.00	
	P3		15				1.00					15.00	
	P4		3				1.00					3.00	
03.05.04	**VIDRIOS Y CRITALES**												
03.05.04.01	**SUM. E INST. DE VIDRIO OSCURO CRUDO DE 6MM**	m2											**117.90**
	V1		7	1.20		0.30			2.52				
	V2		2	1.00		1.40			2.80				
	V3		1	2.50		1.00			2.50				
	V4		2	4.50		1.40			12.60				
	V5		1	3.50		1.40			4.90				
	V6		1	3.85		1.20			4.62				
	V7		6	2.00		1.20			14.40				

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	V8		3	3.00		1.20			10.80				
	V9		1	1.20		1.00			1.20				
	Mamparas		1	25.65		2.40			61.56				
03.05.05	**PINTURA**												
03.05.05.01	**PINTURA LATEX A 2 MANOS EN MUROS**	m2											**2341.10**
	BLOQUE A												
	Eje A',B,B' Tramo 1'-2'		3	8.30		2.40	2.00		119.52				
	Eje D, Tramo 1'-3		1	8.53		2.40	2.00		40.94				
	Eje A,F Tramo 1-3		2	9.16		2.40	2.00		87.94				
	Eje 1 Tramo A-F		1	22.90		2.40	2.00		109.92				
	Eje 2 Tramo A-B'		1	6.35		2.40	2.00		30.48				
	Eje 1',2' Tramo A'-B		2	1.05		2.40	2.00		10.08				
	Eje 3 Tramo A-F		1	9.00		2.40	2.00		43.20				
	Descuento de ventana												
	V1		-2	1.20		0.30	2.00		-1.44				
	V2		-1	1.00		1.40	2.00		-2.80				
	BLOQUE B												
	Eje 1,4 Tramo A-F		2	15.90		2.40	2.00		152.64				
	Eje 2 Tramo A-B		1	1.65		2.40	2.00		7.92				
	Eje 3 Tramo E-F		1	2.75		2.40	2.00		13.20				
	Eje 3' Tramo A-B		1	2.00		2.40	2.00		9.60				
	Eje A,B,F Tramo 1-3		3	6.26		2.40	2.00		90.14				
	Eje C Tramo 1-3		1	4.50		2.40	2.00		21.60				
	Descuento de ventana												
	V1		-2	1.20		0.30	2.00		-1.44				
	V3		-1	2.50		1.00	2.00		-5.00				
	P3		-2	1.00		2.00	2.00		-8.00				
	BLOQUE C												
	Eje A,B,C,D Tramo 1-2		3	3.40		2.40	2.00		48.96				
	Eje 1-2 Tramo A-D		2	10.10		2.40	2.00		96.96				
	Descuento de ventana												
	P2		-1	0.70		1.20	2.00		-1.68				
	P3		-2	1.00		2.20	2.00		-8.80				
	V4		-2	4.50		1.40	2.00		-25.20				
	V5		-1	3.50		1.40	2.00		-9.80				
	BLOQUE D												
	Eje A,B Tramo 1-4		2	10.60		2.40	2.00		101.76				
	Eje A',C,D,E Tramo 1-2		4	2.30		2.40	2.00		44.16				
	Eje E tramo 2-4		1	5.20		2.40	2.00		24.96				
	Eje 1,4 Tramo A-F		2	15.00		2.40	2.00		144.00				
	Eje 2 tramo A-F		1	11.80		2.40	2.00		56.64				
	Descuento de ventana												
	V1		-3	1.20		0.30	2.00		-2.16				
	V6		-1	3.85		1.20	2.00		-9.24				
	V7		-2	2.00		1.20	2.00		-9.60				
	BLOQUE E												
	Eje A,C,G Tramo 1-3		3	10.25		2.40	2.00		147.60				
	Eje B,F,E Tramo 1-3		3	5.45		2.40	2.00		78.48				
	Eje B Tramo 1'-2		1	3.80		2.40	2.00		18.24				
	Eje 1,2 Tramo A-F		2	23.85		2.40	2.00		228.96				
	Eje 1-1' Tramo A-A'		1	3.85		2.40	2.00		18.48				
	Descuento de ventana												
	vano baño		-1	2.15		2.40	2.00		-10.32				
	V8		-3	3.00		1.20	2.00		-21.60				
	V7		-4	2.00		1.20	2.00		-19.20				
	BLOQUE F												
	Eje A,D, Tramo 1-3		2	10.25		2.40	2.00		98.40				
	Eje B,C,C' Tramo 2'-3		3	4.05		2.40	2.00		58.32				
	Eje 1 Tramo A-D		1	5.10		2.40	2.00		24.48				
	Eje 2 Tramo A-D		1	10.45		2.40	2.00		50.16				
	Eje 3 Tramo A-D		1	12.65		2.40	2.00		60.72				
	Eje en X baño		1	13.50		2.40	2.00		64.80				
	Eje en Y baño		1	19.50		2.40	2.00		93.60				
	Descuento de ventana												
	vano mampara		-1	8.65		2.40	2.00		-41.52				

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	BLOQUE G												
	Eje A,D, Tramo 1-3		2	10.25		2.40	2.00		98.40				
	Eje B,C,C' Tramo 2'-3		3	4.05		2.40	2.00		58.32				
	Eje 1 Tramo A-D		1	5.10		2.40	2.00		24.48				
	Eje 2 Tramo A-D		1	10.45		2.40	2.00		50.16				
	Eje 3 Tramo A-D		1	12.65		2.40	2.00		60.72				
	Eje en X		1	5.14		2.40	2.00		24.67				
	Eje en Y		1	10.25		2.40	2.00		49.20				
	Descuento de ventana												
	V9		-1	1.20		1.00	2.00		-2.40				
	vano mampara		-1	8.65		2.40	2.00		-41.52				
03.05.05.02	**PINTURA BARNIZ EN PUERTAS DE MADERA**	m2											**72.84**
	P1		6	2.00	2.20		1.00		26.40				
	P2		1	0.70	1.20		1.00		0.84				
	P3		15	1.00	2.20		1.00		33.00				
	P4		3	0.70	2.00		3.00		12.60				
04	**INSTALACIONES SANITARIAS**												
04.01	**SUMINISTRO DE APARATOS SANITARIOS**												
04.01.01	**INODORO**	und	53				1.00					53.00	**53.00**
	INODOROS												
04.01.02	**LAVATORIO PEDESTAL**	und											**34.00**
	LAVATORIO PEDESTAL		34				1.00					34.00	
04.01.03	**SAL. PVC-SAL P/DESAGUE 2"**	und											**25.00**
	SAL. PVC-SAL P/DESAGUE 2"		25				1.00					25.00	
04.01.04	**SAL. PVC-SAL P/DESAGUE 4"**	und											**53.00**
	SAL. PVC-SAL P/DESAGUE 4"		53				1.00					53.00	
04.01.05	**SAL. PVC SAL PARA VENTILACION DE 2"**	und											**15.00**
	SAL. PVC SAL PARA VENTILACION DE 2"		15				1.00					15.00	
04.01.06	**TUB SAL. PVC-SAL 4"**	m											**582.10**
	TUB SAL. PVC-SAL 4"		1	582.10			1.00	582.10					
04.01.07	**TUB SAL. PVC-SAL 2"**	m											**262.50**
	TUB SAL. PVC-SAL 2"		1	262.50			1.00	262.50					
04.01.08	**ACCESORIOS PVC**	und											**1.00**
	ACCESORIOS PVC		1	1.00			1.00					1.00	
04.01.09	**PRUEBA HIDRAULIICA**	GLB											**1.00**
	PRUEBA HIDRAULIICA		1				1.00					1.00	
04.02	**SISTEMA DE AGUA FRIA**												
04.02.01	**SAL. AGUA FRIA - TUB. PVC C-10 1/2"**	und											**87.00**
	SAL. AGUA FRIA - TUB. PVC C-10 1/2"		87	1.00			1.00					87.00	
04.02.02	**RED DE DISTRIBUCION DE TUB. PVC-SAP3/4"**	m											**360.00**
	RED DE DISTRIBUCION DE TUB. PVC-SAP3/4"		1	360.00			1.00	360.00					
04.02.03	**RED DE DISTRIBUCION DE TUB. PVC-SAP1/2"**	m											**105.00**
	RED DE DISTRIBUCION DE TUB. PVC-SAP1/2"		1	105.00			1.00	105.00					
04.02.04	**VALVULA COMPUERTA DE BRONCE DE 3/4"**	und											**1.00**
	VALVULA COMPUERTA DE BRONCE DE 3/4"		1	1.00			1.00					1.00	
04.02.05	**ACCESORIOS PVC**	und											**1.00**
	ACCESORIOS PVC		1	1.00			1.00					1.00	
05	**INSTALACIONES ELECTRICAS**												
05.01	**SALIDA PARA ALUMBRADO**												
05.01.01	**SALIDA PARA ALUMBRADO**	und											**108.00**
	SALIDA PARA ALUMBRADO		108				1.00					108.00	
05.01.02	**SALIDA PARA INTERRUPTOR SIMPLE**	und											**38.00**
	SALIDA PARA INTERRUPTOR SIMPLE		38				1.00					38.00	
05.01.03	**SALIDA PARA INTERRUPTOR DOBLE**	und											**12.00**
	SALIDA PARA INTERRUPTOR DOBLE		12				1.00					12.00	
05.02	**SALIDA PARA TOMACORRIENTE**												
05.02.01	**SALIDA TOMACORRIENTE DOBLE CON LINEA DE TIERRA**	und											**108.00**
	SALIDA TOMACORRIENTE DOBLE CON LINEA DE TIERRA		108				1.00					108.00	
05.02.02	**SALIDA TOMACORRIENTE DOBLE CON LINEA DE TIERRA EN PARED H=2.20 m**	und											**98.00**
	SALIDA TOMACORRIENTE DOBLE CON LINEA DE TIERRA EN PARED H=2.20 m		98				1.00					98.00	
05.03	**TUBERIAS**												
05.03.01	**TUBERIA PVC SAP 20mm Ø**	m											**1005.00**

METRADOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN** Hecho por : **CARLOS T.**

Fecha : **28/Abril/2021** Revisado por : **USAT**

Especialidad: **ESTRUCTURAS**

Modulo : **PROYECTO TOTAL**

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
	TUBERIA PVC SAP 20mm Ø		1	1005.00			1.00	1005.00					
05.03.02	**TUBERIA PVC SAP 25mm Ø**	m											**1630.00**
	TUBERIA PVC SAP 25mm Ø		1	1630.00			1.00	1630.00					
05.04	**CABLES Y ACCESORIOS**												
05.04.01	**CABLE TW DE 2.5mm2**	m											**898.00**
	CABLE TW DE 2.5mm2		1	898.00			1.00	898.00					
05.04.02	**CABLE TW DE 4 mm2**	m											**1002.00**
	CABLE TW DE 4 mm2		1	1002.00			1.00	1002.00					
05.04.03	**CABLE NYY DE 6 mm2**	m											**240.00**
	CABLE NYY DE 6 mm2		1	240.00			1.00	240.00					
05.05	**TABLEROS PRINCIPALES**												
05.05.01	**TABLERO ELECTRICO TD**	und											**10.00**
	TABLERO ELECTRICO TD		10	1.00			1.00					10.00	
05.05.02	**ALIMENTADOR 3-1x6 mm2 + 1x6 mm2(N) + 1x6 mm2 (T) NYY TD7**	m											**45.00**
	ALIMENTADOR 3-1x6 mm2 + 1x6 mm2(N) + 1x6 mm2 (T) NYY TD7		45	1.00			1.00	45.00					
05.05.03	**INTERRUPTOR THERMOMAGNETICO**	und											**26.00**
	INTERRUPTOR THERMOMAGNETICO		26				1.00					26.00	
05.06	**PUESTA A TIERRA**												
05.06.01	**TOMA PUESTA A TIERRA**	und											**10.00**
	TOMA PUESTA A TIERRA		10				1.00					10.00	
05.06.02	**CONDUCTOR DE COBRE DESNUDO 35mm² PARA P/T**	und											**10.00**
	CONDUCTOR DE COBRE DESNUDO 35mm² PARA P/T		10				1.00					10.00	
05.07	**ARTEFACTOS Y LAMPARAS**												
05.07.01	**EQUIPO LAMPARA EXTERIORES 120W**	und											**40.00**
	EQUIPO LAMPARA EXTERIORES 120W		40				1.00					40.00	
05.07.02	**EQUIPO REFLECTORES 3000 W**	und											**11.00**
	EQUIPO REFLECTORES 3000 W		11				1.00					11.00	

PRESUPUESTO

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN**

Lugar : **LAMBAYEQUE-CHICLAYO-OYOTUN** Costo al : **06/06/2021**

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND.	METRADO	PRECIO S/.	PARCIAL S/.
01	**OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD.**				
01.01	**OBRAS PROVISIONALES Y TRABAJOS PRELIMINARES**				
01.01.01	**CONTRUCCIONES PROVISIONALES**				**S/ 1,983.26**
01.01.01.01	CONSTRUCCION DE ALMACEN Y CASETA DE GUARDIANIA DE TRILAY CON COBERTURA DE FIBRAFORTE	m2	12.00	116.39	S/ 1,396.73
01.01.01.02	CARTEL DE IDENTIFICACION DE OBRA 2.40x3.60 m (INC. GIGANTOGRAFIA)	und	1.00	586.53	S/ 586.53
01.01.02	**TRABAJOS PRELIMINARES**				**S/ 500,948.56**
01.01.02.01	LIMPIEZA DEL TERRENO	m2	31,510.00	4.40	S/ 138,661.77
01.01.02.02	ELIMINACION DE BASURA Y ELEMENTOS SUELTOS Y LIVIANOS	m3	3,781.20	40.00	S/ 151,229.46
01.01.02.03	ELIMINACION DE MALEZA Y ARBUSTOS DE FACIL EXTRACCIÓN CON MAQUINARIA	m2	3,781.20	40.00	S/ 151,229.46
01.01.02.04	MOVILIZACION DE CAMPAMENTO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS	GLB	1.00	2,372.84	S/ 2,372.84
01.01.02.05	TRAZOS NIVELES Y REPLANTEO	m2	31,510.00	1.82	S/ 57,455.02
01.01.03	**SEGURIDAD Y SALUD**				**S/ 72,000.00**
01.01.03.01	ELABORACION, IMPLEMENTACION Y ADMINISTRACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO	GLB	1.00	16,500.00	S/ 16,500.00
01.01.03.02	EQUIPOS DE PROTECCION PERSONAL (EPP)	GLB	1.00	7,500.00	S/ 7,500.00
01.01.03.03	EQUIPOS DE PROTECCION COLECTIVA (EPC)	GLB	1.00	17,500.00	S/ 17,500.00
01.01.03.04	SEÑALIZACION TEMPORAL DE SEGURIDAD	GLB	1.00	3,500.00	S/ 3,500.00
01.01.03.05	CAPACITACION EN SEGURIDAD Y SALUD	GLB	1.00	12,000.00	S/ 12,000.00
01.01.03.06	RECURSOS PARA REPUESTAS ANTE EMERGENCIAS EN SEGURIDAD Y SALUD DURANTE EL TRABAJO	GLB	1.00	15,000.00	S/ 15,000.00
02	**ESTRUCTURAS**				
02.01	**MOVIMIENTO DE TIERRAS**				**S/ 167,573.53**
02.01.01	NIVELACION DE TERRENO CON MAQUINARIA	m2	5,671.80	4.40	S/ 24,959.12
02.01.02	EXCAVACION CON MAQUINARIA SOBRE TERRENO ARCILLOSO (PROF. 0.00-1.00m)	m3	193.66	52.33	S/ 10,134.03
02.01.03	EXCAVACION CON MAQUINARIA SOBRE TERRENO ARCILLOSO (PROF. 1.00-2.00m)	m3	681.74	52.33	S/ 35,674.74
02.01.04	RELLENO COMPACTADO MANUAL CON MATERIAL DE PROPIO	m3	308.23	27.11	S/ 8,355.90
02.01.05	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL CON MATERIAL DE PRESTAMO	m3	1.00	73.28	S/ 73.28
02.01.06	ACARREO DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACIONES	m3	1,214.09	36.70	S/ 44,562.58
02.01.07	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/ CARGIO CON MAQUINARIA (DMAX=5KM)	m3	680.60	64.38	S/ 43,813.89
02.02	**OBRAS DE CONCRETO SIMPLE**				**S/ 24,670.58**
02.02.01	CIMIENTO CORRIDO CONCRETO CICLOPEO C:H 1:10 + 30% P.G. (TMAX=10")	m3	25.48	200.80	S/ 5,116.29
02.02.02	SOLADO, CONCRETO F'C=100 KG/CM2, E=0.10m	m2	455.17	42.96	S/ 19,554.28
02.02.03	**SOBRECIMIENTOS SIMPLES**				**S/ 65,645.76**
02.02.03.01	CONCRETO CICLOPEO C:H 1:8 + 25%PM (TMAX04") PARA SOBRECIMIENTOS SIMPLES	m3	54.04	318.77	S/ 17,226.26
02.02.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTOS SIMPLES	m2	408.92	31.35	S/ 12,818.82
02.02.04	FALSO PISO, CONCRETO MEZCLA C:H 1:8, E=0.10m	m2	1,319.18	26.99	S/ 35,600.68
02.03	**OBRAS DE CONCRETO ARMADO**				
02.03.01	**ZAPATAS**				S/ 99,746.93
02.03.01.01	CONCRETO F'C=210KGF/CM2 PARA ZAPATAS	m3	241.60	387.78	S/ 93,687.14
02.03.01.02	ACERO CORRUGADO G"60 FY=4200 KGF/CM2 PARA ZAPATAS	kg	6,059.79	1.00	S/ 6,059.79
02.03.02	**VIGAS DE CIMENTACION**				**S/ 331,764.79**
02.03.02.01	CONCRETO F'C=210KGF/CM2 PARA VIGAS DE CIMENTACION	m3	364.04	358.26	S/ 130,421.02
02.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA VIGAS DE CIMENTACION	m2	521.64	59.57	S/ 31,071.97
02.03.02.03	ACERO CORRUGADO G"60 FY=4200KGF/CM2 PARA VIGAS DE CIMENTACION	kg	33,898.95	5.02	S/ 170,271.81
02.03.03	**COLUMNAS DE CONFINAMIENTO**				**S/ 229,598.79**
02.03.03.01	CONCRETO F'C=210KGF/CM2 PARA COLUMNAS	m3	122.35	571.40	S/ 69,910.36
02.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA COLUMNAS	m2	1,583.83	55.33	S/ 87,626.84
02.03.03.03	ACERO CORRUGADO G"60 FY=4200KGF/CM2 PARA COLUMNAS	kg	16,826.51	4.28	S/ 72,061.60
02.03.04	**VIGAS**				**S/ 205,346.09**
02.03.04.01	CONCRETO F'C=210 KGF/CM2 PARA VIGAS	m3	118.42	391.13	S/ 46,317.29
02.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA VIGAS	m2	912.56	63.18	S/ 57,659.12
02.03.04.03	ACERO CORRUGADO G"60 FY=4200KGF/CM2 PARA VIGAS	kg	22,410.94	4.52	S/ 101,369.67
02.03.05	**LOSAS ALIGERADAS**				**S/ 184,181.32**
02.03.05.01	CONCRETO F'C=210KGF/CM2 PARA LOSAS ALIGERADAS	m3	244.14	386.37	S/ 94,328.90
02.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSAS ALIGERADAS	m2	1,177.41	36.08	S/ 42,484.43
02.03.05.03	LADRILLO TECHO MAQUINADO 8 H 0.30x0.30x0.15 m	und	9,811.34	3.16	S/ 31,020.48
02.03.05.04	ACERO CORRUGADO G"60 FY=4200KGF/CM2 PARA LOSAS ALIGERADAS	kg	3,882.41	4.21	S/ 16,347.50
02.03.06	**LOSAS DEPORTIVAS**				**S/ 134,473.64**
02.03.06.01	CONCRETO F'C=210KGF/CM2 PARA LOSAS DEPORTIVAS	m3	297.36	381.95	S/ 113,576.15
02.03.06.02	CONFORMACION Y COMPACTACION DE BASE CON AFIRMADO (E=15CM)	m2	1,920.00	3.14	S/ 6,036.17
02.03.06.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSAS DEPORTIVAS (H=15CM)	m	384.00	36.08	S/ 13,855.85
02.03.06.04	ACERO CORRUGADO G"60 FY=4200KGF/CM2 PARA LOSAS DEPORTIVAS	kg	238.79	4.21	S/ 1,005.46

PRESUPUESTO

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN**

Lugar : **LAMBAYEQUE-CHICLAYO-OYOTUN** Costo al : **06/06/2021**

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND.	METRADO	PRECIO S/.	PARCIAL S/.
02.03.07	**ESTRUCTURAS METALICAS**				**S/ 107,319.55**
02.03.07.01	HABILITACIÓN Y FABRICACIÓN DE PÓRTICO METÁLICO TIPO 1	und	24.00	646.13	S/ 15,507.02
02.03.07.02	HABILITACIÓN Y FABRICACIÓN DE CERCHA TRANSVERSAL	und	40.00	302.07	S/ 12,082.75
02.03.07.03	HABILITACIÓN Y FABRICACIÓN DE COLUMNAS PERIMETRALES	und	8.00	332.79	S/ 2,662.34
02.03.07.04	HABILITACIÓN Y FABRICACIÓN DE COLUMNA CENTRAL	und	1.00	675.82	S/ 675.82
02.03.07.05	HABILITACIÓN Y FABRICACIÓN DE CABLES	und	1.00	2,757.44	S/ 2,757.44
02.03.07.06	IZAJE E INSTALACIÓN DE PORTICO METALICO TIPO I	und	24.00	1,142.06	S/ 27,409.44
02.03.07.07	IZAJE E INSTALACIÓN DE COLUMNA CENTRAL	und	40.00	1,142.06	S/ 45,682.41
02.03.07.08	INSTALACIÓN DE CABLES BOA	und	1.00	542.33	S/ 542.33
02.03.08	**TENSOESTRUCTURAS**				**S/ 36,873.50**
02.03.08.01	INSTALACION DE MEMBRANA PRECONTRAINT FERRARI 502	m2	1,127.63	32.70	S/ 36,873.50
03	**ARQUITECTURA**				
03.01	**MUROS Y TABIQUES**				**S/ 429,604.60**
03.01.01	MUROS DE LADRILLO DE ARCILLA KK MAQUINADO 18H (0.23 *0.12 *0.09), APAREJO DE SOGA	m2	1,170.55	367.01	S/ 429,604.60
03.02	**REVOQUES Y REVESTIMIENTOS**				**S/ 44,532.38**
03.02.01	TARRAJEO MUROS C/MORTERO C:A 1:4 E=1.5 CM	m2	2,341.10	19.02	S/ 44,532.38
03.03	**ZOCALOS Y CONTRAZOCALOS**				**S/ 20,389.68**
03.03.01	CONTRAZOCALOS CERMICOS 0.3*0.3 M (H=0.15M)	m	758.24	26.89	S/ 20,389.68
03.04	**PISOS Y CONTRAPISOS**				**S/ 109,524.82**
03.04.01	CONTRAPISO MORTERO MEZCLA C:A 1:3 E=3CM	m2	1,319.18	25.60	S/ 33,774.63
03.04.02	PISO CERAMICO 0.30*0.30 M TRANSITO MEDIO	m2	1,319.18	57.42	S/ 75,750.19
03.05	**CARPINTERIA DE MADERA**				
03.05.01	**PUERTAS**				**S/ 6,002.39**
03.05.01.01	SUM. E INST. DE PUERTA CONTRAPLACADA (P1) DE 2.00*2.20M	und	5.00	250.10	S/ 1,250.50
03.05.01.02	SUM. E INST. DE PUERTA CONTRAPLACADA (P2) DE 0.70*1.20M	und	1.00	250.10	S/ 250.10
03.05.01.03	SUM. E INST. DE PUERTA CONTRAPLACADA (P3) DE 1.00*2.20M	und	15.00	250.10	S/ 3,751.49
03.05.01.04	SUM. E INST. DE PUERTA CONTRAPLACADA (P4) DE 0.70*2.00M	und	3.00	250.10	S/ 750.30
03.05.02	**VENTANAS**				**S/ 3,035.98**
03.05.02.01	SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V1) DE 1.20*0.30M	und	7.00	80.67	S/ 564.66
03.05.02.02	SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V2) DE 1.00*1.40M	und	2.00	90.67	S/ 181.33
03.05.02.03	SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V3) DE 2.50*1.00M	und	1.00	104.67	S/ 104.67
03.05.02.04	SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V4) DE 4.50*1.40	und	2.00	252.67	S/ 505.33
03.05.02.05	SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V5) DE 3.50*1.40M	und	1.00	182.67	S/ 182.67
03.05.02.06	SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V6) DE 3.85*1.20M	und	1.00	222.67	S/ 222.67
03.05.02.07	SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V7) DE 2.00*1.20M	und	6.00	142.67	S/ 855.99
03.05.02.08	SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V8) DE 3.00*1.20M	und	3.00	104.67	S/ 314.00
03.05.02.09	SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V9) DE 1.20*1.00M	und	1.00	104.67	S/ 104.67
03.05.03	**CERRAJERIA**				**S/ 5,577.20**
03.05.03.01	SUM. E INST. DE BISAGRA DE ACERO INOXIDABLE DE 3""3"	und	75.00	23.06	S/ 1,729.51
03.05.03.02	SUM. E INST. DE CERRADURA 3 GOLPES	und	6.00	115.91	S/ 695.44
03.05.03.03	SUM. E INST. DE CERRADURA TIPO POMO DE ACERO INOXIDABLE	und	19.00	165.91	S/ 3,152.24
03.05.04	**VIDRIOS Y CRITALES**				**S/ 688.14**
03.05.04.01	SUM. E INST. DE VIDRIO OSCURO CRUDO DE 6MM	m2	117.90	5.84	S/ 688.14
03.05.05	**PINTURA**				**S/ 18,445.18**
03.05.05.01	PINTURA LATEX A 2 MANOS EN MUROS	m2	2,341.10	7.63	S/ 17,871.64
03.05.05.02	PINTURA BARNIZ EN PUERTAS DE MADERA	m2	72.84	7.87	S/ 573.53
04	**INSTALACIONES SANITARIAS**				
04.01	**SUMINISTRO DE APARATOS SANITARIOS**				**S/ 41,091.30**
04.01.01	INODORO	und	53.00	186.79	S/ 9,899.79
04.01.02	LAVATORIO PEDESTAL	und	34.00	138.39	S/ 4,705.41
04.01.03	SAL. PVC-SAL P/DESAGUE 2"	und	25.00	79.26	S/ 1,981.49
04.01.04	SAL. PVC-SAL P/DESAGUE 4"	und	53.00	93.06	S/ 4,932.17
04.01.05	SAL. PVC SAL PARA VENTILACION DE 2"	und	15.00	91.08	S/ 1,366.13
04.01.06	TUB SAL. PVC-SAL 4"	m	582.10	21.77	S/ 12,673.51
04.01.07	TUB SAL. PVC-SAL 2"	m	262.50	19.38	S/ 5,087.92
04.01.08	ACCESORIOS PVC	und	1.00	75.83	S/ 75.83
04.01.09	PRUEBA HIDRAULIICA	GLB	1.00	369.06	S/ 369.06
04.02	**SISTEMA DE AGUA FRIA**				**S/ 14,802.14**
04.02.01	SAL. AGUA FRIA - TUB. PVC C-10 1/2"	und	87.00	54.20	S/ 4,715.40
04.02.02	RED DE DISTRIBUCION DE TUB. PVC-SAP3/4"	m	360.00	23.37	S/ 8,413.20

PRESUPUESTO

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN**

Lugar : **LAMBAYEQUE-CHICLAYO-OYOTUN** Costo al : **06/06/2021**

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND.	METRADO	PRECIO S/.	PARCIAL S/.
04.02.03	RED DE DISTRIBUCION DE TUB. PVC-SAP1/2"	m	105.00	14.48	S/ 1,520.40
04.02.04	VALVULA COMPUERTA DE BRONCE DE 3/4"	und	1.00	77.31	S/ 77.31
04.02.05	ACCESORIOS PVC	und	1.00	75.83	S/ 75.83
05	**INSTALACIONES ELECTRICAS**				
05.01	**SALIDA PARA ALUMBRADO**				**S/ 2,746.22**
05.01.01	SALIDA PARA ALUMBRADO	und	108.00	13.96	S/ 1,507.91
05.01.02	SALIDA PARA INTERRUPTOR SIMPLE	und	38.00	24.77	S/ 941.12
05.01.03	SALIDA PARA INTERRUPTOR DOBLE	und	12.00	24.77	S/ 297.20
05.02	**SALIDA PARA TOMACORRIENTE**				**S/ 10,055.28**
05.02.01	SALIDA TOMACORRIENTE DOBLE CON LINEA DE TIERRA	und	108.00	48.81	S/ 5,271.70
05.02.02	SALIDA TOMACORRIENTE DOBLE CON LINEA DE TIERRA EN PARED H=2.20 m	und	98.00	48.81	S/ 4,783.58
05.03	**TUBERIAS**				**S/ 45,294.14**
05.03.01	TUBERIA PVC SAP 20mm Ø	m	1,005.00	16.71	S/ 16,793.56
05.03.02	TUBERIA PVC SAP 25mm Ø	m	1,630.00	17.49	S/ 28,500.57
05.04	**CABLES Y ACCESORIOS**				**S/ 27,560.53**
05.04.01	CABLE TW DE 2.5mm2	m	898.00	13.84	S/ 12,432.23
05.04.02	CABLE TW DE 4 mm2	m	1,002.00	13.84	S/ 13,872.05
05.04.03	CABLE NYY DE 6 mm2	m	240.00	5.23	S/ 1,256.25
05.05	**TABLEROS PRINCIPALES**				**S/ 16,821.40**
05.05.01	TABLERO ELECTRICO TD	und	10.00	471.09	S/ 4,710.91
05.05.02	ALIMENTADOR 3-1x6 mm2 + 1x6 mm2(N) + 1x6 mm2 (T) NYY TD7	m	45.00	199.05	S/ 8,957.23
05.05.03	INTERRUPTOR THERMOMAGNETICO	und	26.00	121.28	S/ 3,153.26
05.06	**PUESTA A TIERRA**				**S/ 9,064.45**
05.06.01	TOMA PUESTA A TIERRA	und	10.00	904.26	S/ 9,042.61
05.06.02	CONDUCTOR DE COBRE DESNUDO 35mm² PARA P/T	und	10.00	2.18	S/ 21.84
05.07	**ARTEFACTOS Y LAMPARAS**				**S/ 13,502.80**
05.07.01	EQUIPO LAMPARA EXTERIORES 120W	und	40.00	211.92	S/ 8,476.71
05.07.02	EQUIPO REFLECTORES 3000 W	und	11.00	456.92	S/ 5,026.09
	COSTO DIRECTO				S/ 2,980,864.92
	GASTOS GENERALES (12%)				S/ 357,703.79
	UTILIDAD (7%)				S/ 208,660.54

	SUBTOTAL				S/ 3,547,229.25
	IGV (18%)				S/ 638,501.27

	COSTO TOTAL DE OBRA				S/ 4,185,730.52
	SUPERVISIÓN (4%CD)				S/ 167,429.22

					S/ 4,353,159.74

SON : CUATRO MILLONES TERSCIENTO CINCUENTA Y TRES MIL CIENTO CINCUENTA Y NUEVE Y 74/100 NUEVOS SOLES

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL AMBIENTAL

"EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL ANÁLISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"

Taboada Matute, Carlos Fernando

06 de Mayo del 2021

CONTENIDO

1. RESUMEN EJECUTIVO 4

2. OBJETIVO GENERAL 5

3. MARCO LEGAL 6

4. DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DEL PROYECTO 10

5. ÁREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO 15

5.1. ÁREA DE INFLUENCIA DIRECTA. 16

5.2. ÁREA DE INFLUENCIA INDIRECTA. 17

6. LÍNEA DE BASE AMBIENTAL 19

6.1. LÍNEA DE BASE FÍSICA 19

6.2. LÍNEA DE BASE BIOLÓGICA 21

6.3. LÍNEA DE BASE SOCIOECONÓMICA 22

6.4. DIAGNÓSTICO ARQUEOLÓGICO 26

7. IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE PASIVOS AMBIENTALES 26

8. IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES .. 27

8.1. EVALUACIÓN DE IMPACTOS EN LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN 28

8.2. MÉTODO DE LEOPOLD PARA LA IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS. 31

9. PLAN DE PARTICIPACIÓN CIUDADANA 34

10. PLAN DE MANEJO AMBIENTAL 35

10.1. PROGRAMA DE MEDIDAS PREVENTIVAS, MITIGADORAS Y CORRECTIVAS 35

10.1.1. Subprograma de manejo de residuos sólidos, líquidos y efluentes 35

10.1.2. Subprograma de control de erosión y sedimentos 38

10.1.3. Subprograma de protección de recursos naturales 38

10.1.4. Subprograma de salud local 39

10.1.5. Subprograma de seguridad motivo del EIA 39

10.1.6. Subprograma de protección de recursos arqueológicos y culturales 43

10.2. PROGRAMA DE MONITOREO AMBIENTAL 44

10.3. PROGRAMA DE ASUNTOS SOCIALES 44

10.3.1. Subprograma de relaciones comunitarias 44

10.3.2. Subprograma de contratación de mano de obra local 45

10.3.3. Subprograma de participación ciudadana 45

10.4. PROGRAMA DE EDUCACIÓN AMBIENTAL 46

10.5. PROGRAMA DE CAPACITACIÓN AMBIENTAL Y SEGURIDAD 47
10.6. PROGRAMA DE PREVENCIÓN DE PERDIDAS Y CONTINGENCIAS 47
10.6.1. Subprograma de salud ocupacional 48
10.6.2. Subprograma de prevención y control de riesgos laborales 50
10.6.3. Subprograma de contingencias 51
10.7. PROGRAMA DE CIERRE DE OBRA 52
10.8. PROGRAMA DE INVERSIONES 53
10.9. CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES 54
11. PLAN DE COMPENSACIÓN AMBIENTAL 56
12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 57
13. BIBLIOGRAFIA 59
14. ANEXOS ..... **¡Error! Marcador no definido.**

1. RESUMEN EJECUTIVO

El presente informe de la Evaluación de Impacto Ambiental forma parte del Expediente Técnico de Obra para el Proyecto "EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL ANÁLISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020", cuya finalidad es mejorar la calidad de vida de los habitantes de Oyotún y sitios aledaños introduciendo el deporte en sus vidas como manera de distracción, profesión y habito.

La ubicación del proyecto contempla un área de influencia en donde se encuentran factores bióticos y abióticos, además se considerarán zonas aledañas a la construcción que se verán afectada.

El presente informe establecerá un plan de manejo ambiental en el cual se plasman la ejecución de acciones preventivas y correctivas, de monitoreo ambiental, de educación y capacitación ambiental y la implementación de programas de seguridad, salud ocupacional, contingencias y de cierre de obra.

2. OBJETIVO GENERAL

La presente Evaluación de Impacto Ambiental tiene como objetivo general identificar, evaluar e interpretar los posibles impactos ambientales, cuya ocurrencia puede darse en la etapa de construcción del "EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL ANÁLISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTÚN, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020", con el fin de plantear las medidas convenientes que permitan atenuar o eliminar los efectos negativos y fortificar los efectos positivos.

Dentro de los objetivos específicos tenemos:

- Establecer el área de influencia del proyecto
- Examinar las dimensiones físicas, biológicas, sociales, económicas y culturales afines con el proyecto
- Detallar el estado del ambiente en la zona de influencia del proyecto.
- Identificar las operaciones del proyecto con una potencial generación de impactos ambientales tantos negativos como positivos durante la etapa de construcción.
- Identificar y valorar los pasivos ambientales críticos del proyecto.
- Establecer un Plan de Manejo Ambiental, en el cual se plasmarán las acciones preventivas y correctivas, de monitoreo ambiental, de educación y capacitación ambiental y la implementación de programas de seguridad, salud ocupacional, contingencias y de cierre de obra.
- Instaurar procedimientos que admitan la participación ciudadana, comunicar y interactuar con la población sobre el proyecto plasmado.
- Determinar los costos que requerirá la aplicación de las medidas establecidas en las Medidas del Plan de Manejo Ambiental y que deberán ser incorporados al presupuesto de obra en el expediente técnico definitivo.
- Procesar un cronograma de actividades de acuerdo al Plan de Manejo Ambiental.

3. MARCO LEGAL

Tomando en cuenta la reglamentación nacional estipulada en cuestiones de desarrollo del ambiente y construcción, se toman en cuenta los siguientes reglamentos.

- ✓ **Constitución Política del Perú.**

  Considera a la persona como el fin supremo de la sociedad y del Estado que tiene el predilecto derecho de percibir un entorno con todas las condiciones idóneas para el desarrollo de la vida.

- ✓ **Ley General del Ambiente-N°28611**

  Es la que instaura las normas básicas y fundamentos para conservar restaurar y proteger el medio ambiente

- ✓ **Ley General de Salud- N°26842**

  En esta ley se especifica que toda persona natural o jurídica no se le permite arrojar desechos o sustancias contaminantes en cualquiera de los factores del medio ambiente si antes tener en consideración que dicho desecho no generará un mal en este

- ✓ **Ley Orgánica de Municipalidades- N°27972.**

  Esta ley establece las normas acerca de la naturaleza, recursos, organización, competencias, finalidad, patrimonio, instituciones de apoyo y relaciones de las municipalidades del país como ente gubernamental.

- ✓ **Ley General de Residuos Sólidos N° 27314 – actualizada mediante el Decreto Legislativo N°1278**

El presente decreto legislativo establece obligaciones atribuciones derechos y responsabilidades a la sociedad con el fin de mejorar y mantener un plan de procesamiento de los residuos que asegure su adecuada gestión y manejo

- ✓ **Ley Marco del Sistema Nacional de Gestión Ambiental N° 28245**

  Esta ley tiene como que objetivo asegurar de una eficiente manera el cumplimiento de los lineamientos ambientales plasmados por entidades públicas también hace referencia a que los mecanismos de tránsito realidad de la gestión ambiental y el rol que ejerce en estos el CONAM.

- ✓ **Ley del Sistema Nacional de Evaluación del Impacto Ambiental N° 27446**

  Tiene por finalidad la creación del sistema nacional de evaluación de impacto ambiental (SEIA) como un único organismo y coordinado de identificación, control, prevención, corrección y supervisión anticipada de los impactos ambientales que se pueden generar en un proyecto.

- ✓ **Ley del Seguridad y salud en el trabajo N°29783 - modificada con el N°30222**

  Tiene como finalidad instaurar como un hábito la prevención de riesgos en cualquier proyecto eso con el fin de evitar accidentes y sí que alguno de estos sucede estar preparado con las medidas correctivas pertinentes.

- ✓ **La Ley N.º 26631 (1966)**

  Impone normas para efectos de precisar denuncias por trasgresión de la legislación ambiental.

- ✓ **Ley No 26839 Ley de la Conservación de la Diversidad Biológica**

  En el marco del desarrollo sostenible, la conservación y utilización sostenible de la diversidad biológica implica:

  a) Preservar la diversidad de ecosistemas genes y especies así como siempre tener como principal objetivo mantener los procesos ecológicos esenciales para la supervivencia de especies

b) Promover la justa y equitativa participación en los beneficios qué se extiendan a partir de la utilización de la diversidad biológica.

c) Promover el diálogo la investigación científica y educación con el fin de preservar la diversidad biológica y hacer un uso correcto de todos sus componentes.

d) Permitir el desarrollo económico del país a partir de la utilización sustentable y sostenible de los componentes de la naturaleza

- ✓ **La Ley N.º 28256, Ley que regula el transporte de materiales y residuos peligrosos.**

  Esta ley tiene como principal objetivo presentar la producción transporte ruta de tránsito embalaje manipulación reutilización almacenamiento de materiales y residuos peligrosos

- ✓ **Decreto Legislativo N.º 613, Código del Medio Ambiente y los Recursos Naturales.**

  El presente decreto legislativo tiene como principal objetivo prevenir y controlar toda contaminación ambiental y cualquier procedimiento que conlleve al deterioro de los recursos naturales esto con el fin de mantener a las personas con una calidad de vida acorde a la dignidad humana

- ✓ **Decreto Legislativo N.º 26786, Ley de Evaluación de Impacto ambiental para Obras y Actividades.**

  Establece que los Ministerios deberán comunicar al Consejo Nacional del Ambiente (CONAM) las regulaciones al respecto.

- ✓ **Decreto Supremo 087-85-VC, Reglamento de Acondicionamiento Territorial, Desarrollo Urbano y el Medio Ambiente.**

  El presente reglamento norma las competencias funciones y atribuciones de los gobiernos locales afín con sus responsabilidades de control orientación y promoción del desarrollo local. Especifica qué las municipalidades les corresponde planificar con el fin de tener el desarrollo de sus pobladores y población supervisando, aprobando, formulando y ejecutando el plan de desarrollo local.

- ✓ **Decreto Supremo N° 085-2003-PCM-Reglamento de Estándares Nacionales de Calidad Ambiental para Ruido**

  La norma sucitada plasma los estándares nacionales de calidad ambiental para ruido y cuáles son sus lineamientos esto con el fin de no excederlos y proteger la salud y mejorar la calidad de vida de la población

- ✓ **Decreto Supremo N° 074-2001- PCM y Decreto Supremo 003-2008-MINAM - Límites Máximos Permisibles y Estándares de Calidad Ambiental para Aire.**

  Mediante esta norma se aprueban los estándares de calidad ambiental para el aire los cuales son un referente obligatorio para el diseño y aplicación de los instrumentos de gestión ambiental a cargo de los profesionales correspondientes en los diferentes procesos humanos.

- ✓ **Decreto Supremo N°012-2009-MINAM.**

  Despliega a la Política Nacional del Ambiente como uno de los primordiales instrumentales de gestión para el resultado del desarrollo sostenible en el país en base al proceso de unificación de los aspectos sociales, ambientales y económicos de las políticas públicas y la complacencia de las necesidades de las generaciones actuales y futuras.

- ✓ **Decreto Supremo N°016-2016-MINEDU.**

  Plantea el Plan Nacional de Educación Ambiental (PLANEA) del 2017 al 2022, a cargo de los Ministerios de Educación y Ambiente, para promover la educación y cultura ambiental a la población y así contribuir al desarrollo sostenible del país y ayudar al medio ambiente.

- ✓ **Decreto Supremo N° 019-2016-VIVIENDA (modificación del N°003-2013).**

  Este decreto supremo tiene como principal función regular la gestión y manejo de residuos sólidos proveniente de actividades humanas procesos constructivos o procesos de demolición para así evitar posibles impactos negativos en el ambiente.

- ✓ **Decreto Supremo 009-2005-TR- Reglamento de Seguridad y Salud en el Trabajo.**

El Reglamento de Seguridad y Salud en el Trabajo tiene como objetivo promover una cultura de prevención de riesgos laborales en el país.

- ✓ **Resolución del Consejo Directivo N°026-2016- OEFA/CD (modificación del N°004-2014- OEFA/CD).**

  Muestran los lineamientos para regular la evaluación, formulación y aprobación evaluación del Plan Anual de Evaluación y Fiscalización Ambiental (PLANEFA), a cargo de las Entidades de Fiscalización Ambiental (EFA). Los mencionados lineamientos son de cumplimiento ineludible para todas las EFA, de ámbito nacional, regional y local.

- ✓ **Gerencia de Ambiente y Desarrollo Económico de la Municipalidad Provincial de Chiclayo. 2013. Plan de gestión de residuos de construcción y demolición depositados en espacios públicos y de obras menores de la Municipalidad Provincial de Chiclayo del año 2013.**

  La Municipalidad Provincial de Chiclayo, en el ámbito de sus competencias de Planificación examinadas en la normatividad actual, busca iniciar una adecuada gestión, tratamiento y disposición final de los residuos generados por las actividades de construcción y demolición (RCD), a través del presente plan, y así poder disminuir la contaminación ambiental en la ciudad de Chiclayo.

4. DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DEL PROYECTO

- **Antecedentes**

El proyecto nace como respuesta a la problemática salubre y de seguridad que viene acrecentándose en la región de Oyotún. La preparación de la presente evaluación de impacto ambiental, presenta como objetivo brindar un correcto uso y construcción del polideportivo proyectado en la provincia de Oyotún.

- **Ubicación Política y Geográfica**

La ubicación política del Polideportivo de Oyotún se encuentra en el:

- ✓ Departamento: Lambayeque
- ✓ Provincia: Chiclayo
- ✓ Distrito: Oyotún

El proyecto, estará ubicado en el estadio municipal de Oyotún, el cual presenta de linderos.

- ✓ Por el Norte: Calle Garcilazo de la Vega.
- ✓ Por el Este: Calle Rodriguez.
- ✓ Por el Sur: Calle Lima.
- ✓ Por el Oeste: Agusto B.Leguia

Como ubicación geográfica el proyecto de la construcción del polideportivo de Oyotún, se limita por los siguientes puntos:

Punta A → 691958.33 E 9244736.79 S

Punta B → 691779.86 E 9244804.46 S

Punta C → 691772.84 E 9244651.82 S

Punta D → 691915.92 E 9244579.02 S

- **Características actuales**

Las condiciones actuales del estadio de Oyotún, presenta un terreno llano con presencia de polvo y vegetación, además hay algunas estructuras tales como tribunas y una losa deportiva, ya que actualmente se encuentra el estadio en poco uso, hay algunos equipos de la región que lo utilizan para diversas actividades deportivas, sin embargo, las características actuales del estadio hacen que sea imposible su uso para actividades de manera profesional.

Fuente: Elaboración Propia

Fuente: Elaboración Propia

- **Características técnicas del proyecto a implementar**

El proyecto contempla la construcción del polideportivo de Oyotún, con todos los ambientes que implica un proyecto de estas características.

i. Descripción del proyecto. -
   - **Tipología estructural:** Polideportivo
   - **Incluye:** Restaurant, Gimnasio, Cocina, tribunas, estacionamiento, losas deportivas, áreas verdes, salón de juegos, vestuarios

ii. Áreas verdes: En el proyecto incluye áreas verdes que brindaran un mejor aspecto al polideportivo.

iii. Estructuras. – Existirán diversos tipos de estructuras entre las cuales se utilizarán diversos sistemas constructivos, tanto como tensoestructuras para las coberturas de la tribuna y el restaurante, y los demás bloques serán de un sistema aporticado de concreto armado.

iv. Subestructura. – La sub estructura serán en su mayoría zapatas conectadas esto con el fin de resistir cargas actuantes además de evitar asentamiento y giros diferenciales entre zapatas.

v. Elementos adicionales. – Se diseñara la redes sanitarias, de saneamiento y electicas.

- **Descripción de las actividades**

<u>Trabajos Preliminares:</u>

- Construcciones Provisionales de obra e instalaciones de áreas auxiliares: Como construcciones provisionales se tendrá la construcción de un almacén y caseta de guardianía de triplay, además de cartel de identificación para mantener a la población informado.
- Movilización y desmovilización de maquinaria: El encargado de la obra debe ejecutar los procedimientos para la movilización y desmovilización de los equipos o maquinarias pesadas. Ver lugares para su disposición final, con la finalidad de que no ocasione tanta acumulación en la zona donde se va a construir. Para el transporte de equipos, pesados o livianos, el contratista debe utilizar elementos tales como sacos y cadenas para garantizar que durante el transporte no hayan accidentes.

- Limpieza de terreno: Esta fase consiste en retirar toda la vegetación existente. Además de higienizar todo el terreno que estará en contacto con la infraestructura planeada, incluyendo basura, raíces, escombros, plásticos, etc.
- Trazo y replanteo: Esta partida se trata de remarcar en el terreno con yeso o tiza para realizar la ubicación de los elementos estructurales.
- Seguridad y Salud: Esta partida hace referencia a la implementación de planes de seguridad y la compra de equipos de protección personal y señalización de obra, esto con el fin de evitar accidentes.

Etapa o Fase de construcción:

- Movimiento de Tierras: Los trabajos de movimientos de tierra para la construcción del polideportivo serian corte de terreno, nivelación y compactación, excavaciones, relleno y eliminación de material existente.
- Preparación y colocación de concreto en obra: Este trabajo consiste en el suministro de concreto para lo que es la fase de solado para la cimentación de los pilares y escaleras. Para ello, se debe tener una adecuada disposición de los materiales que serán utilizados para la mezcla de concreto, así como también de los equipos para esto.
- Habilitación de acero: Se deberá tener una adecuada disposición del acero que llegará a obra para las distintas partidas de la construcción del polideportivo. Así como también, el área deberá contar con una zona de almacenamiento y doblamiento de las varillas de acero para posteriormente colocarlas.
- Trabajos de encofrado y desencofrado: Los encofrados a utilizar serán de madera y metálicos, estos deberán cumplir con la forma o dimensión del elemento de concreto, además no deberá presentar ninguna deformación, defecto o irregularidad, por lo que cuando sea ingresado a obra se le hará un control o revisión para evitar posibles fallas en la etapa de la construcción.

- **Instalaciones auxiliares del proyecto a implementar**

a) Canteras. – Se contrató una empresa responsable dedicada a la venta de material, quienes la ponen directamente en obra, por lo que no fue necesaria la visita a una cantera.

b) Depósitos de Materiales excedentes en Obra. – Para la eliminación del material excedente o sobrante, se contrataron volquetes para el traslado de estos, a puntos de acopio de residuos, cuyo destino final será el relleno sanitario autorizado.
c) Fuente de agua. – El agua será extraida del mismo estadio de Oyotun,

- **Requerimientos de mano de obra**

Se estima la cantidad de personal requerido a continuación:

Ocupación	***N° de personal***
Topógrafo	1
Ayudante para topografía	1
Ayudante nivelador	2
Operario	4
Oficial	12
Operador de equipo pesado	2
Peón	70
Técnico para control de calidad	2
Técnico Soldador	2

Fuente: Elaboración Propia

- **Cronograma de ejecución**

El periodo de ejecución el cual durará el proyecto del polideportivo, se estima aproximadamente en 148 días, o 5 meses

5. ÁREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO

En la construcción del Polideportivo de Oyotún, se tiene un área de influencia en donde se toman en cuenta diferentes elementos tanto bióticos como abióticos, además de tomar

en cuenta el área de influencia en donde se verá afectada toda la población aledaña a la construcción.

5.1. ÁREA DE INFLUENCIA DIRECTA.

Zona de alteración directa, que será ocupado de forma temporal y permanente durante la construcción, o que se encuentra junto a la zona del proyecto. El espacio influenciado de manera directa comprende las zonas donde se verán afectados los factores ambientales, como la vegetación, el aire, el agua, todo por la generación de polvo, ruido, interrupción del tráfico, traslado de maquinaria, materiales, etc.
El área principal a ser influenciado directamente, es la zona del proyecto donde se llevará a cabo la construcción del polideportivo.

Área del Proyecto influenciado directamente.

Fuente: Google Earth.

A continuación, se muestran las zonas aledañas al proyecto que también serán influenciados negativamente, por el ruido de las maquinarias al pasar o por la generación de polvo al realizar las diferentes actividades que vaya a generar la construcción del polideportivo.

Zonas aledañas al proyecto que también son afectadas directamente.

Fuente: Google Earth.

En la construcción se pueden ver beneficiadas personas con viviendas aledañas ya que pueden generar ingresos económicos vendiendo productos a los trabajadores.

Zonas aledañas al proyecto que también son afectadas directamente.

Fuente: Google Earth.

5.2. ÁREA DE INFLUENCIA INDIRECTA.

Zona influenciada por actividades de carácter local, relacionadas con aspectos de integración económica o social, donde no necesariamente habrá impactos negativos, sino también pueden ser positivos.

A continuación, se muestra las zonas que serán afectadas indirectamente de manera negativa, por el paso de maquinarias.

Zona de paso de maquinaria.

Fuente: Google Earth.

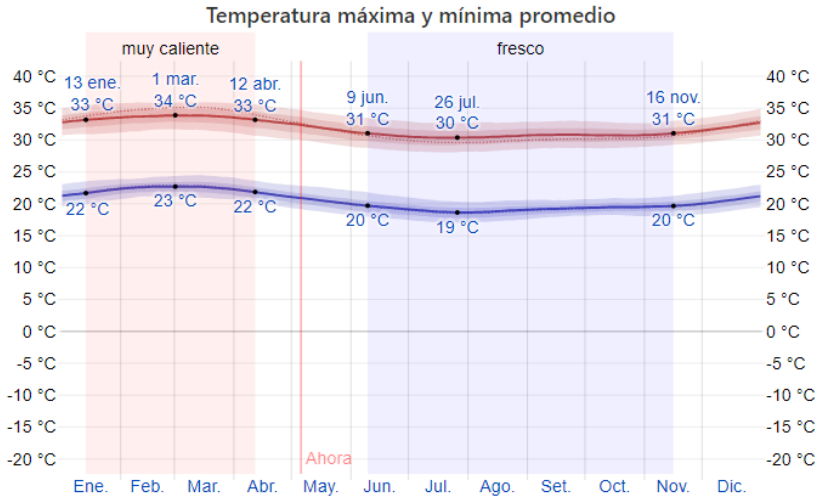
A su vez, se tendrá en toda el área del proyecto y en zonas aledañas de esta, una mejora de la calidad de vida de los pobladores, ya que dará comercio y gran afluencia de personas a la provincia lo cual la hará mas turística.

Fuente: Google Earth.

6. LÍNEA DE BASE AMBIENTAL

6.1. LÍNEA DE BASE FÍSICA

- **Clima. –** La temperatura a lo largo de un año generalmente presenta entre una variación entre 19°C a 34°C



Fuente: Weather Spark, 2020

- **Calidad del Aire. –** La calidad del Aire se ve afectada por las diferentes zonas que presenta la ciudad las cuales no están pavimentados o con apreciables daños, es por ello que el polvo es algo recurrente en esta zona.
- **Fisiografía. –** El relieve es poco accidentado, relativamente llano; con la presencia de vegetación, ya que, en las zonas aledañas del proyecto, encontramos árboles y arbustos.
- **Geología. -** La ciudad de Oyotún se encuentran emplazados sobre depósitos de suelos sedimentarios finos, heterogéneos y de unidades estratigráficos recientes. Estos depósitos del cuaternario reciente tienen origen eólico y aluvial, y conforman extensas pampas interrumpidas por algunas cadenas de cerros.
- **Geomorfología. -** . Se encuentra en la Era Cenozoico, del Sistema Cuaternario y de la serie reciente. Sus unidades estratigráficas son: Depósitos fluviales, Eólicos y Aluviales, Depósitos Lacustres y Cordón literal, y depósitos eólicos con rocas intrusivas.

- **Uso de la Tierra. -** El uso del suelo en el territorio de Oyotun se da por distintos sectores como Residencial, comercial, agrícola y áreas libres. Se dice, que el uso predominante en la distribución del suelo, está referido al sector residencial.
- **Hidrología. –** Para Oyotún, se tienen lluvias con mayor intensidad en los meses de febrero-marzo, con una precipitación de 9.31 mm/mes.
- **Hidrografía. –** El sistema hidrográfico del departamento de Lambayeque lo conforman ríos con caudal variable, con nacientes en la vertiente occidental de los andes y con desembocadura en el Océano Pacífico. Los ríos de la vertiente del Pacífico, a lo largo del año tienen una descarga irregular de sus aguas; son escasas durante el invierno, incrementando notablemente su caudal en época de verano, debido a las precipitaciones abundantes ante la presencia del Fenómeno El Niño.

  Los principales componentes de las cuencas hidrográficas del departamento son:

  a) Río Chancay – Lambayeque: Tiene su naciente en la laguna Mishacocha, ubicada entre los cerros Coymolache y Callejones, a 3,900 m.s.n.m. y a inmediaciones del centro poblado Hualgayoc. Sus aguas discurren de Este a Oeste y la longitud desde su naciente hasta el mar es de 205 Km. aproximadamente. Presenta una cuenca de 5,039 Km2 de extensión. Sus afluentes principales por la margen derecha son: la Quebradas Tayabamba, (cauce donde desemboca el túnel Chotano); Huamboyaco, Cirato y el río Cumbil; por la margen izquierda: los ríos Cañad, Chilal y San Lorenzo.
  b) Río La Leche: Nace en la región andina de Cajamarca a partir de la confluencia de los ríos Moyan y Sángano. Tiene un recorrido de 50 Km. aproximadamente, y sus aguas discurren de Noreste a Sureste. Presenta una cuenca de 1,600 Km2.
  c) Río Zaña: Tiene su naciente en el flanco Occidental de los Andes del departamento de Cajamarca, en la confluencia de los ríos Tinguis y Ranyra, a unos 3,000 m.s.n.m. Su cuenca comprende aproximadamente 2,025 Km2.

d) Río Reque: Es la prolongación del Río Chancay. Tiene una longitud aproximada de 71.80 Km., desde el partidor La Puntilla hasta su desembocadura en el mar. Funciona como colector de los excedentes de agua de drenaje de las aguas del río Chancay.

e) Canal Taymi: Canal principal de distribución del valle que sirve al 37% del área irrigada, tiene una longitud de 48.9 Km. con una capacidad de conducción variable de 65 m3/seg. Presenta una sección trapezoidal revestida con mampostería de piedra y concreto. En su desarrollo el canal cuenta con diversas tomas laterales de capacidades variables.

- **Calidad del agua. –** La calidad de agua en la zona del proyecto del polideportivo es apta para el consumo humano.

6.2. LÍNEA DE BASE BIOLÓGICA

- **Formación ecológica. –** Al tratarse de una zona urbana, por la presencia de viviendas además de estructuras en la misma zona del proyecto, se encuentra muy poca vegetación.
- **Fauna silvestre. –** En cuanto a la fauna es muy escasa debido a la constante presencia del hombre y sus actividades diarias. Se logra observar la presencia de animales domésticos como perros (Canis lupus familiaris) y gatos, (Felis catus) así como también presencia de aves e insectos. Además, se evidenciaba la presencia de roedores (Rattus) por los problemas de desagüe que sufre la zona.
- **Flora silvestre. -** Se tiene solo la presencia de muy pocos árboles y vegetación en la zona además tampoco se encuentra en los linderos la presencia de estos debido a que es zona no pavimentada.

Área verde en el estadio

Fuente: Google Earth.

- **Paisajes. –** El paisaje del área de estudio es totalmente rural con trocha carrozable.
- **Ecosistemas acuáticos. –** La zona del proyecto no cuenta con ecosistemas acuáticos que deban ser protegidos.
- **Áreas naturales protegidas. –** En la ubicación del área del proyecto no se superpone a ninguna Área Natural Protegido ni a zonas aledañas

6.3. LÍNEA DE BASE SOCIOECONÓMICA

- **Demografía. –** Tomando como referencia la data del INEI, la población estimada de Chiclayo al año 2017 fue de 8 201 habitantes.

    - ✓ **Población cercana a ubicación del polideportivo:** Los beneficiarios directos del proyecto a ejecutar, resulta ser los pobladores ubicados en las áreas colindantes al proyecto, además de los deportistas de la zona y de provincias aledañas.

- **Comunidades Campesinas y Nativas. –** Las comunidades campesinas se encuentran presentan en todo nuestro territorio patrio, si bien en cierto son pequeñas en cantidad con respecto a las ciudades, esto no quiere decir que se puedan vulnerar sus derechos. Es por ello por lo que se consideró los posibles efectos pueda causar en estas comunidades.

Región	Total de comunidades	Comunidades campesinas		Comunidades nativas	
		Número	%	Número	%
Amazonas	221	52	23.53	169	76.47
Áncash	345	345	100.00	0	0.00
Apurímac	442	442	100.00	0	0.00
Arequipa	100	100	100.00	0	0.00
Ayacucho	578	577	99.83	1	0.17
Cajamarca	109	107	98.17	2	1.83
Cusco	939	886	94.36	53	5.64
Huancavelica	565	565	100.00	0	0.00
Huánuco	266	257	96.62	9	3.38
Ica	9	9	100.00	0	0.00
Junín	563	389	69.09	174	30.91
La Libertad	120	120	100.00	0	0.00
Lambayeque	25	25	100.00	0	0.00
Lima	287	287	100.00	0	0.00
Loreto	612	75	12.25	537	87.75
Madre de Dios	24	0	0.00	24	100.00
Moquegua	75	75	100.00	0	0.00
Pasco	188	73	38.83	115	61.17
Piura	136	136	100.00	0	0.00
Puno	1,251	1,251	100.00	0	0.00
San Martín	31	1	3.23	30	96.77
Tacna	46	46	100.00	0	0.00
Ucayali	231	0	0.00	231	100.00
Total	**7,163**	**5,818**	**81.22**	**1,345**	**18.78**

Fuente: Ministerio de Agricultura

Si bien como se muestra en la anterior tabla, existen comunidades nativas en el departamento, sin embargo, en la zona directa e indirecta del proyecto no se encuentran presentes, es por ello por lo que no afectará ni repercutirá en estas.

- **Sector Educación. –** El sector educación en Lambayeque viene en crecida en los últimos años, según información del Gobierno Regional de Lambayeque, nuestro departamento cuenta con 800 instituciones educativas públicas, entre los sectores inicial, primarios, secundarios y superior. Además, se cuenta con alrededor de 200 instituciones educativas privadas, las cuales también trabajan en los mismos sectores que las anteriores.

  Estas instituciones vienen en crecida tanto en cantidad como en calidad, y esto va de la mano con el crecimiento del departamento y en general del País. Estas son fundamentales ya que generan un desarrollo en lo social, educativo, cultural y económico, es por ello por lo que es de suma importancia considerar no afectar su funcionamiento, ya que esto repercutirá en la sociedad.

Fuente: Google Maps

Instituciones Educativas ubicados cercanos a la Zona del proyecto:

- Institución Educativa 10045 “INCA GARCILAZO DE LA VEGA”
- I.E. JOSE ABELARDO QUIÑONES GONZALES

- **Sector Salud. –** El sector salud en el departamento de Lambayeque, es asistido principalmente por establecimientos de salud Públicos tales como:

ESTABLECIMIENTOS DE SALUD DEL GOBIERNO REGIONAL LAMBAYEQUE					
N°	ESTABLECIMIENTO DE SALUD	PROVINCIA	DISTRITO	RENAES	CATEGORIA
1	Monsefu	Chiclayo	Chiclayo	4349	I - 4
2	Santa Rosa	Chiclayo	Santa Rosa	4355	I - 3
3	San José	Lambayeque	San José	4345	I - 3
4	Victor Enrique Tirado Bonilla	Chiclayo	Chongoyape	4325	I - 3
5	Toribia Castro *	Lambayeque	Lambayeque	4373	I - 4
6	Mochumi	Lambayeque	Mochumi	4380	I - 3
7	Illimo	Lambayeque	Illimo	4376	I - 3
8	Pacora	Lambayeque	Pacora	4384	I - 3
9	Jayanca *	Lambayeque	Jayanca	4371	I - 3
10	Morrope	Lambayeque	Morrope	4420	I - 3
11	Cruz del medano	Lambayeque	Morrope	4429	I - 3
12	Motupe *	Lambayeque	Motupe	4395	I - 3
13	Salas	Lambayeque	Salas	4386	I - 3
14	Olmos *	Lambayeque	Olmos	4407	I - 3
15	Kañaris	Lambayeque	Cañaris	4397	I - 3
16	Pitipo	Ferreñafe	Pitipo	4444	I - 3
17	Moyan	Ferreñafe	Inkawasi	4454	I - 3
18	Uyurpampa	Ferreñafe	Inkawasi	4457	I - 2
19	Inkawasi	Ferreñafe	Inkawasi	4455	I - 3
20	Hospital Referencial de Ferreñafe (*)	Ferreñafe	Ferreñafe	4440	II - 1
21	Hospital Belen de Lambayeque	Lambayeque	Lambayeque	4370	II - 1

(*) EESS que brindaran atención complementaria previa referencia y directamente en casos de Emergencia y Urgencia

ESTABLECIMIENTOS DE SALUD DE LA RED ASISTENCIAL ESSALUD DE LAMBAYEQUE					
N°	ESTABLECIMIENTO DE SALUD	PROVINCIA	DISTRITO	RENAES	CATEGORIA
1	Hospital Nacional Almanzor Aguinaga Asenjo	Chiclayo	Chiclayo	8577	III-1

Fuente: Ministerio de Salud

- **Economía. –** Lambayeque constituye la quinta economía más grande del país. Aquí una de las principales actividades económicas lo constituye el comercio, ya que es punto de actividad comercial, debido a las importaciones y exportaciones que se realizan; además, otra de las actividades que constituye un punto fuerte en la economía de Lambayeque es la agricultura, donde las zonas que más productividad tienen son Motupe, Olmos, Zaña.
- **Transporte y Comunicaciones. –** En el departamento de Lambayeque cuenta con una red interna de 2042.1 km del total de vías, distribuidas entre sus provincias de la siguiente manera: La provincia de Lambayeque cuenta con 928.9 km, La provincia de Ferreñafe cuenta con 335.4 km y la Provincia de Lambayeque está conformado por 777.8 km.
- **Institucionalidad local. –** En la zona del proyecto de construcción, encontramos distintas instituciones tanto como de educación y salud.
- **Problemática Social. –** Actualmente el distrito de Oyotún no cuenta con un área donde realizar sus actividades deportivas de una manera profesional, es por ello que al no poder ejercer el deporte en el distrito los jóvenes están cayendo en otras actividades, algunas de ellas de mal vivir, tales como delincuencia y drogadicción.

6.4. DIAGNÓSTICO ARQUEOLÓGICO

La zona de estudio donde se llevará a cabo la construcción del polideportivo, no cuenta con zonas arqueológicas. Ya que, el área influenciada por la construcción se encuentra en una zona consolidada del tipo R3 urbana donde no hay antecedentes ni vestigios de ningún tipo de resto arqueológico o natural.

7. IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE PASIVOS AMBIENTALES

Los pasivos ambientales son aquellas instalaciones, efluentes, emisiones, sitios contaminados y restos o depósitos de residuos, ubicados en el territorio nacional, incluyendo al zócalo marino, producidos por el desarrollo de actividades productivas, extractivas o de servicios, abandonadas; que afectan de manera real, potencial o permanente la salud de las personas, la calidad ambiental y/o la funcionalidad del ecosistema. El reglamento establece los supuestos de abandono a que se refiere el presente párrafo. Las autoridades sectoriales pueden precisar la definición de pasivos ambientales de acuerdo a la naturaleza y características propias de cada actividad sectorial.

En el área de influencia directa del proyecto no se ha identificado ningún foco contaminante, como botaderos u otros que pudieran afectar el medio ambiente, o pasivos ambientales.

Sin embargo, el proyecto de construcción podría generar pasivos ambientales como: Alteración de la calidad del paisaje por:

- Instalaciones auxiliares abandonadas
- Equipos y maquinarias sin desmovilización
- Desechos y residuos sin eliminación: Dentro de este parámetro, debido a la aparición del virus COVID 19 hoy en día, es que se hace hincapié que los residuos generados por actividades de construcción y demolición se consideran pasivos ambientales según el último DECRETO DE URGENCIA N°022-2020.

La solución propuesta para evitar estos pasivos ambientales es la estricta supervisión del cumplimiento del Programa de Cierre de Áreas Auxiliares, reconformación total de áreas impactadas, retiro de la maquinaria, equipos y la desmovilización total de la zona.

8. IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES

Para la identificación de los impactos ambientales negativos o positivos, se requiere conocer en primer lugar, los factores que se verán afectados y las partidas o acciones que se llevan a cabo en la construcción de un polideportivo, para luego, definir la magnitud del impacto que generan estas interacciones.

- ✓ **Actividades con potencial a causar impacto:** Son aquellas actividades del proyecto, que durante su ejecución podrían causar impactos ambientales, ya sean tanto de manera negativa como positiva. Se han considerado las partidas más importantes en la etapa de construcción del polideportivo, las cuales se presentan a continuación:

Actividades con potencial a causar impactos en el entorno.

ETAPAS	ACTIVIDADES
TRABAJOS PRELIMINARES	Movilización de maquinaria
	Movilización de materiales
	Demolición de estructuras existentes
	Cerco perimétrico
	Limpieza de terreno
MOVIMIENTO DE TIERRAS	Excavaciones
	Eliminación de material excedente
	Movilización de material para relleno
CONSTRUCCIÓN	Encofrado de elementos estructurales
	Traslado de concreto premezclado
	Vaceado de concreto premezclado

Fuente: Elaboración Propia.

- ✓ **Componentes ambientales a ser afectados:** Son aquellas factores o componentes ambientales que van a ser afectados durante la ejecución de la construcción del polideportivo.

Actividades con potencial a causar impactos en el entorno.

MEDIO	FACTORES
FÍSICO	Aire
	Agua
	Suelo
BIOLÓGICO	Flora
	Paisaje urbano
SOCIAL	Factor socioeconómico (empleo, transporte, comercio, etc.)

Fuente: Elaboración Propia.

8.1. EVALUACIÓN DE IMPACTOS EN LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

a) Impactos al Medio Físico

- ➢ <u>Contaminación al factor ambiental Aire:</u>

- **Emisión de gases:** Debido a que en ciertas actividades o partidas de obra se usa maquinaria, se requiere el uso de combustible para poder ponerla en marcha. Es ahí, cuando en los procesos de combustión se producen gases que son dañinos para el personal y perjudicial para el medio ambiente.
- **Partículas en suspensión:** Al realizar las partidas de corte de terreno, limpieza de terreno, movimiento de tierras, movilización de materiales, eliminación de residuos, etc. se presentará una gran aparición de partículas pequeñas de polvo que estarán suspendidas en el aire, afectando directamente a los trabajadores que vayan a realizar estas actividades. Por ello, se necesita que todo el personal use los equipos de protección adecuados para ejecutar las partidas de

obra, con el fin de evitar problemas respiratorios, oculares, o males alérgicos.

- **Nivel de Ruido:** Al usar maquinaria, se produce un nivel de ruido elevado, lo cual afecta las condiciones de ruido en las que se encuentra el terreno, así como también, podría afectar la salud de los trabadores al estar expuesto a niveles de ruido muy altos. Además, el ruido no sólo se produce por el uso de maquinaria pesada, sino también, por la ejecución de la misma obra a realizar.

➢ Contaminación al factor ambiental Agua:

- **Agua superficial:** Al ejecutar la partida de curado de concreto, y también la de mezclado de concreto en obra, se tiene que utilizar en grandes cantidades el agua.
- **Agua subterránea:** Debido a las excavaciones que se van a realizar en obra, se debe tener sumo cuidado con el agua que se pueda encontrar, ya que el nivel freático se encuentra muy cerca de la superficie, y puede estar expuesta a ser contaminada con algún aditivo, aceite o pintura que pueda estar cerca.

➢ Contaminación al factor ambiental Suelo:

- **Cambio de uso:** Al ejecutar las excavaciones del proyecto, se va a degradar o remover parte de la vegetación presente en la zona afectada, por lo que se estaría haciendo un cambio de uso del suelo. Además, al construirse el polideportivo se dará un nuevo uso al área del estadio que no estaba siendo utilizada.
- **Morfología:** Cuando se lleven a cabo las actividades de limpieza de terreno, o al eliminar algún tipo de vegetación que impida la construcción del polideportivo, es que se va a generar una pequeña eliminación de capas que forman el suelo, dando lugar, a la perdida en su morfología inicial del terreno.
- **Calidad del suelo:** Cuando se realicen las excavaciones en obra, o el corte del terreno, se deberá tener cuidado por el ingreso al subsuelo

de algún contaminante (aceite, pintura, aditivo, etc.) que pueda afectar las propiedades naturales del suelo.

b) Impactos al Medio Biológico

- Posible disminución de Flora:

- **Árboles y Arbustos:** Se removerá la vegetación sin embargo se repondrá gran cantidad de áreas verdes, principalmente grass.

c) Impactos al Medio Social

- Afectación al factor socioeconómico:

- **Generación de empleo:** Debido a las acciones que se realizaran durante la fase de construcción se requerirá de gran cantidad de trabajadores, generando así una oportunidad de empleo, así como en la fase de funcionamiento también habrá vacantes ocupacionales para cubrir los diferentes puestos.
- **Incremento en el uso de servicios de transporte:** En las partidas de movilización de materiales, de maquinaria, eliminación de residuos, etc. se tendrá un aumento del servicio de transporte, por la contratación de camiones o volquetes.

  Habrá mayor afluencia de carros y buses para la llegada al polideportivo.
- **Incremento de comercio ambulatorio:** Actualmente, hay cientos de vendedores ambulantes que rodean las construcciones, por lo que esta obra no sería la excepción, ya que, traerá consigo un aumento de vendedores ambulantes para satisfacer las necesidades de alimentación para todo el personal de obra.

8.2. MÉTODO DE LEOPOLD PARA LA IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS.

Este método pertenece a unos de los métodos de identificación y evaluación de impactos ambientales dado por el Sistema Nacional de Evaluación de Impacto Ambiental (SEIA), en su guía para la identificación y caracterización de impactos ambientales. Se clasifica como un método de matrices, el cual consiste en tablas de interacción de doble entrada; donde se especifican los componentes ambientales y las actividades previstas del proyecto.

Este método ha resultado útil en proyectos de construcción de obras. Se desarrolla una matriz al objeto de establecer relaciones causa-efecto de acuerdo con las características particulares de cada proyecto, a partir de dos listas de chequeo que contienen acciones proyectadas y factores ambientales susceptibles de verse modificados por el proyecto.

Para la identificación de impactos en la construcción del polideportivo, se identificaron en primer lugar las partidas que se realizarán en la obra, posterior a ello, se definieron los factores ambientales que estarán influenciados significativamente, los cuales están definidos en la Matriz de Leopold.

MATRIZ DE LEOPOLD

| | | ESTRUCTURAS | | |

| | | |

El factor ambiental Aire, es el que ha sido más influenciado durante la ejecución de la obra, por las partículas en el aire debido a los grandes trabajos de excavación, con un puntaje de -390. Y en el caso de impactos positivos, se evidencia un elevado puntaje en lo que es la generación de empleo para el factor socioeconómico, con un puntaje de 364, esto debido a la gran cantidad de puestos de trabajos que se lograran con este proyecto.

La partida de excavación con maquinaria pesada, es la genera mayores impactos en los factores ambientales, pero predomina su influencia en el factor aire por la generación de partículas en el aire.

9. PLAN DE PARTICIPACIÓN CIUDADANA

La participación ciudadana es un espacio de diálogo entre el Estado, los titulares de un proyecto y la ciudadanía. En el cual se permite y facilita a la población intervenir de manera inmediata en las decisiones públicas.

Como parte del Proceso de Participación Ciudadana durante la etapa de construcción del Proyecto, se ha realizado la presentación del proyecto ante los vecinos de la zona del proyecto siguiendo estrategias o mecanismos.

Dichas estrategias o mecanismos fueron principalmente:

- Talleres informativos y participativos
- Audiencias públicas
- Accesos a estudios ambientales
- Visitas guiadas
- Formación de equipos de promotores
- Comunicados
- Dípticos
- Trípticos
- Boletines
- Paneles de Información
- Buzón de Sugerencias
- Oficina de atención a la población.

10. PLAN DE MANEJO AMBIENTAL

El plan de manejo ambiental tiene como principal objetivo plasmar un conjunto de medidas correctivas lo cual permitirán evitar, controlar, prevenir y corregir los efectos negativos sobre el medio ambiente durante las etapas de construcción y operación del proyecto. El Plan considera las medidas de prevención, corrección y/o mitigación del entorno se verá afectado por las acciones que se ejecutaran durante la etapa de construcción del polideportivo en la ciudad de Oyotún.

Las medidas de mitigación plasmadas en este plan de manejo ambiental no solamente deben tener como objetivo la evaluación en su objetivo final si no también se tomará en cuenta impactos secundarios no previsto es por ello que se necesita profesionales capacitados y experimentados que puedan prever estos acontecimientos.

Para la prevención, mitigación y/o corrección de los impactos identificados que se producirán sobre los sistemas físicos, biológico y socioeconómico por efectos de la implementación del presente proyecto se ha propuesto las siguientes medidas:

10.1. PROGRAMA DE MEDIDAS PREVENTIVAS, MITIGADORAS Y CORRECTIVAS

10.1.1. Subprograma de manejo de residuos sólidos, líquidos y efluentes

- **Identificación de residuos sólidos:**

  De acuerdo La Ley General de Residuos Sólidos N°27314, actualizada por el decreto legislativo N°1278, los residuos sólidos se catalogan, con respecto al manejo que reciben, en peligrosos y no peligrosos, y según la autoridad pública competente para su gestión, en municipales y no municipales:

<table>
<tr><th rowspan="2">Residuos Municipales</th><th colspan="2">Residuos No Municipales</th><th rowspan="2">Residuos Peligrosos</th><th rowspan="2">Residuos no peligrosos</th></tr>
<tr><th>Residuos Peligrosos</th><th>Residuos no peligrosos</th></tr>
<tr><td>DOMESTICOS</td><td>Residuos metálicos que contengan plomo o mercurio</td><td rowspan="2">Residuos de construcción y demolición</td><td rowspan="6">Residuos de construccion contituidos por materiales y sustancias que cuentan con ciertas características dañinas</td><td rowspan="6">Son materiales de la construcción que pueden ser usados nuevamenten como las maderas, metales, plásticos, papeles, cartón,por ende son los que se pueden reciclar, reutilizar, aprovechar en el mismo proyecto o en similares.</td></tr>
<tr><td>Restos de alimentos, papel, botellas, entre otros</td><td>Residuos humanos provenientes de establecimientos de salud</td></tr>
<tr><td>COMERCIALES</td><td>Residuos de plaguicidas</td><td rowspan="2">Residuos de Aparatos Eléctricos y Electrónicos (RAEE)</td></tr>
<tr><td>Papel, embalajes, plasticos</td><td>Residuos de herbicidas</td></tr>
<tr><td>ASEO URBANO</td><td>Residuos provenientes de la fabricación de productos químicos</td><td rowspan="2">Residuos industriales</td></tr>
<tr><td>Barrido de calles</td><td>Residuos con cianuro</td></tr>
</table>

Fuente propia

- **Medidas de segregación de residuos sólidos:**

  Se le explicará al personal de obra los diferentes tipos de residuos sólidos que se va a encontrar en dicho proyecto esto con el fin de que ellos tengan un conocimiento para optimizar la separación de estos residuos.

  Además, se le hará hincapié en los residuos peligrosos con el fin de evitar posibles accidentes y que estos sean evacuados a un lugar seguro

- **Sistemas de almacenamiento:**

  Los frentes de obra deberán estar dotados de recipientes en optimas condiciones para la disposición de residuos orgánicos e inorgánicos. Estos deben ser evacuados diariamente en contenedores para su posterior disposición final.

  - ***NTP 900.058.2019 los colores de los dispositivos de almacenamiento (tachos, papeleras, contenedores)***

    Esta Norma Técnica Peruana establece los colores a ser utilizados para el almacenamiento adecuado de los residuos sólidos de los ámbitos de gestión municipal y no municipal.

Fuente: Corporación CHAMLUCI S.A.C., 2019

- **Manejo de residuos líquidos y efluentes:**
  - Los aceites, aditivos y lubricantes utilizados, los residuos de limpieza y mantenimiento, y algunos otros residuos químicos se almacenarán en recipientes herméticos y la evacuación final deberá realizarse conforme instrucciones de la supervisión.
  - En caso de derrames accidentales de concreto, los residuos deben ser recolectados de inmediato y su disposición final debe hacerse de acuerdo con la normativa reglamentada.

- **Disposición final:**
  - El residente al finalizar la obra, deberá desmantelar las construcciones temporales, disponer adecuadamente los escombros y los materiales de desecho y restaurar el paisaje.
  - De acuerdo a la Ley General de Residuos Sólidos N°27314, actualizada por el decreto legislativo N°1278, la disposición final de residuos del ámbito de gestión municipal será en rellenos sanitarios y la del ámbito de gestión no municipal (peligrosos) se realizará a través de rellenos de seguridad.

    Para los residuos de demolición y construcción se utilizarán las escombreras tal y como se indica en el Decreto Supremo N°003-2013-VIVIENDA, actualizado en el N°019-2016.

- **Medidas de gestión e identificación actuales:**

  Para prevenir y mitigar la afectación de los ecosistemas, así como el proteger la salud de las personas y el ambiente debido a la aparición del virus SARS-CoV-2 (COVID 19) en nuestro país, es que se ha fortalecido la identificación y gestión de pasivos ambientales generados por actividades productivas, extractivas o de servicios según el DECRETO DE URGENCIA N°022-2020.

  Es por ello que las áreas degradadas por residuos sólidos de las actividades de construcción y demolición serán consideradas como pasivos ambientales, que deberán ser identificadas y caracterizadas por la OEFA.

  En caso no sea posible la identificación del responsable del pasivo ambiental, el gobierno local gestiona el mismo, de conformidad con la Ley N.º 27972, Ley Orgánica de Municipalidades y el Decreto Legislativo N.º 1278, Ley de Gestión Integral de Residuos Sólidos, aplicando lo dispuesto en el presente Decreto de Urgencia y su reglamento.

10.1.2. Subprograma de control de erosión y sedimentos

- En caso de apertura de posible aporte de sedimentos a cuerpo de agua, se deberá cubrir la zona con algún material o instalar sacos de cemento para la retención del material proveniente de la excavación.
- Limitar de forma correcta el movimiento de tierras en los frentes de trabajo.
- En el acarreo de desmonte protegerlo con una malla para evitar sedimentos volátiles por el viento de la zona.

10.1.3. Subprograma de protección de recursos naturales

- La maquinaria pesada, deberá operarse de tal manera que cause el mínimo deterioro a los suelos y vegetación. Además, se evitará incomodidades a la población que reside en sitios cercanos a la zona del proyecto, utilizando la maquinaria preferentemente en horarios de no descanso.
- Se mantendrá las maquinarias en buen estado de conservación con el fin de evitar derrames de lubricantes o combustibles que afecten los componentes suelo y aire.

- La señalización tales como paneles informativos y preventivos en las que se muestre a la población y al personal de la obra sobre la importancia de los recursos naturales y estos serán ubicados en el área de obras y en puntos de fácil acceso para la población.
- En el procedimiento de curado se tendrá especial atención en no dañar y evitar desperdicios de agua.
- Ejecutar la correcta extracción de la flora existente en la zona, esto con el fin de si las condiciones lo permiten, poder volver a plantarlas.

10.1.4. Subprograma de salud local

- En los trabajos que impliquen el uso de maquinarias se tendrá en cuenta evitar el mayor ruido posible esto con el fin de no dañar ni perjudicar la normal vida de la población colindante el proyecto asimismo se trabajará en horario normal no nocturno. Otra forma de minimización, es colocando las fuentes generadoras a la mayor distancia posible de los lugares sensibles de ruido.
- Los vehículos encargados de proveer al proyecto materiales de construcción deberán estar correctamente cubiertos con el fin de evitar sedimentos al aire libre.
- Todo material polvoriento tendrá que ser correctamente resguardado y almacenado con la cubierta correspondiente.
- Las acciones de demolición y excavación deberán hacerse con personal capacitado y experimentado esto con el fin de reducir los trabajos y evitar el mayor impacto negativo posible.
- En obra todos los trabajadores deberán contar con sus EPP los cuales serán obligatorios y además al llegar ahora realizar un plan de contingencia anti COVID.

10.1.5. Subprograma de seguridad motivo del EIA

- Para evitar o minimizar los riesgos ocasionados por diversas acciones que requieren maquinaria pesada es necesario que al inicio del día en obra se especifique los trabajos que se van a realizar esto con el fin de qué los trabajadores se informado de estos y estén alertas en todo momento.

- El momento de usar maquinaria se restringir el acceso a sobre el personal autorizado que está laborando en ese momento.
- Contar con la hoja de seguridad de los productos que serán utilizados en obra esto con el fin de informar y capacitar al personal de lo dañino que pueden ser estos.
- Todo el proyecto tanto dentro como fuera, estará correctamente señalizado.
- Todo personal utilizara el EPP correspondiente.

- **Gestión de riesgos:**
    - ✓ **Equipos de primeros auxilios**

      Existirá en obra un equipo de primeros auxilios el cual deberá contar con un mínimo con botiquines, cuerdas, equipo de radio teléfono, megáfonos, vendajes y tablillas.

      Se capacitará a todo el personal laborando en el proyecto cómo afrontar cualquier riesgo identificado y también como realizar primeros auxilios en el caso de ser necesario.

      Temas de primeros auxilios y seguridad en obra serán tratados al inicio de cada día en las charlas de capacitación.

    - ✓ **Implementos y medios de protección personal**

      Se deberá proveer de un equipo de protección personal (EPP) a todos los trabajadores, conforme a la actividad que realizan, con el fin de evitar accidentes. El equipo de protección personal (EPP), tendrán condiciones adecuadas y mínimas de calidad, resistencia, durabilidad y comodidad.

        - Protección de las vías respiratorias mediante mascarillas.
        - Protección craneal mediante cascos de seguridad.
        - Protección auditiva mediante tapones u orejeras.
        - Protección visual mediante lentes de seguridad o anteojos.
        - Protección de los pies mediante zapatos de seguridad como los de punta de acero y botas altas.
        - Protección de las manos mediante guantes

- Uso de arnés de seguridad o línea de vida para el desarrollo de actividades en altura.
- Uso de mamelucos para protegerse ante alguna sustancia contaminante.

SEÑALES DE OBLIGACION

SIGNIFICADO DE LA SEÑAL	SIMBOLO	COLORES			SEÑAL DE SEGURIDAD
		DEL SIMBOLO	DE SEGURIDAD	DE CONTRASTE	
PROTECCION OBLIGATORIA DE VIAS RESPIRATORIAS		BLANCO	AZUL	BLANCO	
PROTECCION OBLIGATORIA DE LA CABEZA		BLANCO	AZUL	BLANCO	
PROTECCION OBLIGATORIA DEL OIDO		BLANCO	AZUL	BLANCO	
PROTECCION OBLIGATORIA DE LA VISTA		BLANCO	AZUL	BLANCO	
PROTECCION OBLIGATORIA DE LAS MANOS		BLANCO	AZUL	BLANCO	
PROTECCION OBLIGATORIA DE LOS PIES		BLANCO	AZUL	BLANCO	

Fuente: Ministerio de Construcción

✓ **Equipos contra incendios**

Se dispondrá en todas las áreas del proyecto lo siguiente:

- Radios portátiles
- Cisternas
- Mangueras
- Extintores de polvo químico seco de 11 a 15 kg.
- Equipos de iluminación
- Equipos y materiales de primeros auxilios

- **Lineamientos de prevención y control frente a la propagación del COVID-19 en la ejecución de obras de construcción:**

  Resultados de la resolución ministerial N° 085-2020-VIVIENDA, los lineamientos son para toda la nación y obligatorios para todos los actores del proceso edificatorio. Se busca evitar la propagación del COVID-19 en la ejecución de obras de construcción, esto de manera adicional a las disposiciones de la Norma Técnica G.050 Seguridad durante la Construcción del Reglamento Nacional de Edificaciones:

  a) **Actores del proceso edificatorio:** Los sujetos que intervienen como personas naturales o jurídicas, instituciones y entidades públicas o privadas que serán: el propietario, el promotor inmobiliario, los profesionales responsables del proyecto, las personas responsables de cualquier etapa del proceso constructivo.
  b) **Aislamiento COVID-19:** Procedimiento el cual deben de pasar cada persona sospechosa de portar el COVID, llevándosela a una clínica o a su casa, con el fin de evitar la propagación de la enfermedad.
  c) **Distanciamiento social:** Distancia minima que debe tener toda persona que se encuentre en obra, la cual será de 1.50 m
  d) **Higiene Respiratoria:** Práctica obligatoria en obra que consiste en cualquier personal que tenga la necesidad de toser o estornudar se ayude del antebrazo de su mano o codo además de no quitarse la mascarilla e inmediatamente después de su proceso la mascarilla en cuestión debe ser removida y cambiado por una nueva.
  e) **Higiene de Manos:** Práctica obligatoria y constante en la cual las manos deben ser lavadas con agua y jabón además de después de ese procedimiento echarse alcohol antibacterial.
  f) **Higiene Ambiental:** Mantener la limpieza y desinfección de los lugares y superficies de trabajo con productos desinfectantes.

  <u>Responsabilidades de las autoridades de la ejecución de la obra:</u>

- El residente de obra garantizar la ejecución de todos los lineamientos planteados en esta evaluación y planta ambiental durante todo el proceso constructivo.
- Previo al inicio de obra se debe evaluar y descartar la presencia de COVID en todos los trabajadores de dicho proyecto.
- Es necesario planificar actividades y cuadrilla de personal de tal manera que estos están distanciados a 1.50m de distancia.
- Identificar actividades que involucra gran amor aglomeración de personas y tratar de buscar una solución en la cual implica que esto se vea reducido

Responsabilidades del personal:

- Previo al inicio de obra se debe evaluar y descartar la presencia de COVID en todos los trabajadores de dicho proyecto
- El personal debe llamar e informar a sus superiores en caso de presentar factores de riesgo y signos de COVID.
- Mantener la distancia de seguridad entre los otros trabajadores del proyecto.
- Tener correctamente puesto su EPP, así como sus mascarillas.
- Lavar periódicamente sus EPP y cambiar regularmente de mascarilla.
- No interactuar con otro personal si no es netamente necesario además de en caso hacerlo evitar estar cerca a esa persona.
- Utilizar propias herramientas de trabajo y evitar el compartimiento de estas.
- El personal de obra no deberá salir durante el horario de trabajo, sólo en casos de emergencia

10.1.6. Subprograma de protección de recursos arqueológicos y culturales

- Este subprograma no se llevará a cabo en el EIA debido a que el área del proyecto es una zona consolidada de tipo R3 urbana donde no hay antecedentes ni vestigios de ningún resto de tipo arqueológico y cultural.

10.2. PROGRAMA DE MONITOREO AMBIENTAL

Las acciones organizadas por cualquier persona que sea personal de la obra que intervengan de manera negativa y causen daño ambiental, convendrá que estén bajo supervisión del ingeniero residente. Para ello, se deberá:

- Tener un registro actualizado de toda la documentación que esté involucrada con la ejecución de la actividad que se está realizando de manera detallada y ordenada así como su plan de contingencia
- Tener un constante supervisión de qué se está ejecutando la actividad tal y cual lo muestra el registro y en caso de no ser así detener esta partida y replantear.

10.3. PROGRAMA DE ASUNTOS SOCIALES

Éste plan tiene como objetivo informar a la población transeúntes y vecinos colindantes del proyecto que se va a realizar. Se dará unas charlas anticipadas previo al inicio de obra, esto con el fin de explicar los procesos, beneficios y trabajos que implica el realización del polideportivo.

10.3.1. Subprograma de relaciones comunitarias

Éste su programa establece normativas y restringe algunas acciones que pueden influenciar de manera negativa la población esto con el fin de tener un desarrollo sostenible con la población aledaña y el medio ambiente.

- **Distribución del Código de Conducta y Sanciones, para los Trabajadores.**
  El código de conducta tendrá como finalidad evitar y prevenir conflictos entre trabajadores y población, este tendrá especificaciones acerca del comportamiento y valores de los trabajadores hacia la población. Se tendrá beneficios así como sanciones para los trabajadores que cumplas muy cumplan dicho código de conducta, el cual será informado tanto los trabajadores de obra así como la población esto con el fin de llegar a un consenso que pueda beneficiar ambas partes

10.3.2. Subprograma de contratación de mano de obra local

Se tendrá lineamientos en la empresa la cual pintará oportunidades de trabajo para pobladores de la zona de influencia del proyecto los cuales serán contratados de una manera transparente y justa y estos serán evaluados, con el fin de evaluar si son aptos para el trabajo a realizar. El proyecto contará como mínimo el 20% de trabajadores locales esto con el fin de aumentar un impacto positivo a la zona

10.3.3. Subprograma de participación ciudadana

- **Contratación de un equipo de promotores.**

Se llevará acabo la contratación de terceros para promover la información del proyecto a toda la zona de influencia

- **Mecanismos de interacción entre la empresa contratista y los pobladores (talleres informativos, comunicados).**

  Habrá reuniones mensuales en las cuales expondrá los avances de obra y las actividades a realizar dicho mes en cuestión, con la finalidad de tener una comunicación continua entre la población y la empresa contratista que permita resolver dudas y generar el apoyo que se requiere en este proyecto. Se informaran horarios de trabajo y nivel de ruido a generarse en tales horas.

  Para ello, se han establecido estrategias a emplear antes y durante la ejecución de la obra

  Antes del inicio de la Obra

  - La empresa contratista tendrá el deber de comunicar a toda la población que se encuentra dentro del área de influencia del proyecto a través de un medio de comunicación o a través de personal yendo puerta a puerta.
  - Se propondrá y llegar a un acuerdo con la población para que asistan a una charla informativa en la que se explicará todo el procedimiento del proyecto.

  Durante la Obra

- Durante la obra se regresaran talleres de sensibilización dirigidos a la población esto con el fin de explicar los beneficios culturales sociales y económicos que se generan a partir de la realización de este proyecto.
- Reuniones mensuales en donde se explica en los avances y las futuras acciones que se realizarán en obra además se le preguntara población como se ha visto afectada en el último mes para poder subsanar errores.

- **Implementar medios de información como "Paneles de Información" y "Buzón de Sugerencias"**

  Tener un constante flujo de paneles informativos destinados a informar a la población del avance de obra y otros temas de interés.

  Se dispondrá al alcance de todos los pobladores del área de influencia un buzón de sugerencias en el cual pueden plasmar sus inquietudes las cuales serán revisadas evaluadas diariamente por los especialistas en seguridad y medio ambiente.

- **Implementar una oficina de atención a la población.**

  Se acondicionar a un ambiente en el cual se encontrará un responsable el cual tendrá como función principal escuchar los reclamos inquietudes de la población a fin de mejorar el procedimiento con el que se está llevando el proyecto.

10.4. PROGRAMA DE EDUCACIÓN AMBIENTAL

En este programa se hace referencia campañas de conservación y educación ambiental los cuales serán impartidas tanto a la población como a los trabajadores del proyecto con respecto a las normas de índole ambiental.

Cabe recalcar que se programa tendrá un seguimiento en el cual los trabajadores serán evaluados para ver su nivel de atención y concentración al momento de estas charlas.

- **Charla al personal de obra**

  Estas charlas estarán destinadas a todos los trabajadores y personal a cargo de la obra de manera que vean la importancia de la protección de los recursos naturales

- **Charla a la comunidad**

Se realizarán coordinaciones con las autoridades correspondientes con el fin de poder brindar charlas y concientización a la comunidad en general, acerca de los recursos naturales de la zona y como su existencia es tan apreciable e importante.

10.5. PROGRAMA DE CAPACITACIÓN AMBIENTAL Y SEGURIDAD

- La capacitación será destinada a cada una de las cuadrillas de trabajo en cortas sesiones previo al inicio de cada día de trabajo.
- Estas capacitaciones se llevarán a cabo con la seriedad correspondiente, ya que al ser de un carácter fundamental para evitar accidentes o para minimizar impactos negativos sobre el medio ambiente se le dará la importancia correspondiente.
- Algunas sesiones serán complementados con material didáctico o audiovisual los cuales facilitaran la comprensión dichos temas a tratar.
- Se realizará una especie de evaluación para los trabajadores la cual permitirá ver el nivel de atención que le prestan estas charlas y pueden conducir a sanciones.
- Se implementará charlas de capacitación de bioseguridad que el personal encargado deberá cumplir estrictamente antes, durante y después de las actividades donde se tendrá contacto con sustancias peligrosas y/o dañinas para el medio ambiente o para la salud de las personas.

10.6. PROGRAMA DE PREVENCIÓN DE PERDIDAS Y CONTINGENCIAS

El programa de prevención de pérdidas y contingencias es un conjunto de lineamientos donde nos explica conocimientos y procedimientos que debemos de seguir en caso exista una situación de emergencia relacionada con riesgos ambientales o desastres naturales con el fin de proteger el medio ambiente y sus distintos factores o la vida humana.
Por otro lado el programa de contingencias tendrá también relevancia en el tratar de evitar retrasos y sobre costos en obras que puedan perjudicar la seriedad de la empresa o problemas sociales

10.6.1. Subprograma de salud ocupacional

- **Examen médico ocupacional de ingreso:** Es un programa de reconocimiento en el cual se hace un análisis detallado de la persona contratada, para poder verificar su estado de salud y certificar que está acorde con los trabajos que va a realizar

- **Protocolo: Perfil de examen médico en construcción**

  El certificado médico ocupacional deberá contar con las siguientes pruebas médicas como mínimo:

  - ✓ Antecedentes (chequeo general)
  - ✓ Evaluación psicológica.
  - ✓ Examen oftalmológico.
  - ✓ Hemograma completo.
  - ✓ Grupo y Factor sanguíneo.
  - ✓ Glucosa.
  - ✓ Examen completo orina
  - ✓ Electrocardiograma.
  - ✓ Prueba de Hisopado para descarte de COVID-19

- **Evaluación médica ocupacional de retiro**

  Se realizará un examen completo previo al fin de obra para determinar si la salud del trabajador se ha deteriorado o se mantiene conforme como cuando inició el proyecto.

- **Enfermedades ocupacionales**

  De acuerdo al Manual de Salud Ocupacional dado por el MINSA, son enfermedades que son causados por la presencia en obra, ya sea durante todo el proceso o como mínimo en un día laboral. Éstas enfermedades son causadas por acciones realizadas en el transcurso de un proyecto, las cuales han perjudicado de la salud y pueden tener consecuencias tanto progresivas como permanentes en los afectados, es por ello que es de suma importancia realizar evaluaciones y chequeos médicos al personal, ya que conocida de la causa se puede evitar o controlar los factores que le afectan.

- Enfermedades causadas por el ruido como la hipoacusia.
- Enfermedades ocasionadas por las vibraciones (problemas de los músculos, de los tendones de los huesos, de las articulaciones).
- Enfermedades respiratorias (la alveolitis por la inhalación de polvos orgánicos o la neoplasia pulmonar por el polvo del amianto).
- Enfermedades de la piel originadas por agentes físicos, químicos o biológicos como la dermatitis causada por el cemento.
- Enfermedades o afecciones lumbares por posturas inadecuadas al cargar y trasladar materiales como lumbalgia.

- **Charlas de Prevención en afectación a la salud**

  Estas charlas consistirá en un entrenamiento que será enfocado en la prevención de enfermedades o accidentes ocupacionales además de hacer un seguimiento y observación ah los diferentes trabajos y comprobar que se están comiendo las recomendaciones dadas por el coordinador del programa. También se hará enfoque en la propagación del COVID.
- **Responsabilidades y participación de la autoridad encargada**
  - Mantener motivado el personal a través de la chava las mencionadas haciendo las didácticas y divertidas con el fin de que esto se motiven a prestar atención a ellas.
  - Siempre dar prioridad a la salud de los trabajadores ante cualquier evento que se suscite.
  - Controlar y evaluar a los trabajadores mediante estés rápidos que permitirá conocer el grado de atención que han prestado a estas charlas.

- **Responsabilidades y participación de los trabajadores**
  - Cumplir estrictamente las normas de seguridad al fin de garantizar un trabajo y desempeño seguro en obra.
  - Participar activamente y prestar totalmente atención a la charla de salud ocupacional a las que asista.
  - No quitarse los EPP dentro del trabajo ni la mascarilla sanitaria.
  - Mantener desinfectados y aseado sus uniformes u otros objetos utilizado durante la jornada laboral.

- Mantener una conducta acorde al trabajo desempeñado.

10.6.2. Subprograma de prevención y control de riesgos laborales

- **Medidas bioseguridad para el manejo de sustancias peligrosas**
  - ✓ Condiciones de operación
    - Todos los trabajos que muy lucre el uso y manejo de sustancias peligrosas debe ser supervisados por el personal responsable y entrenado.
    - Antes de iniciar los trabajos constructivos se debe realizar un estricto inventario de sustancias y productos peligrosos que van a ser utilizados dicho día y también clasificar estos en función y grado de peligro que representan hacia la salud.
    - Las fichas técnicas de seguridad de cada sustancia o producto peligroso deben estar al alcance de los responsables y ser de conocimiento público entre los trabajadores.
    - El uso de equipo de seguridad personal es OBLIGATORIO.

  - ✓ Condiciones de almacenamiento de materiales e insumos peligrosos
    - La zona de almacenamiento de estos materiales tiene que estar libre de obstáculos.
    - Ventilación acorde con los requerimientos de los materiales ya sea natural o forzada.
    - Ingreso sólo a personal autorizado.
    - Contar con cualquier tipo de material absorbente a fin de controlar un accidente.
    - Verificar periódicamente que los materiales almacenados no tenga fugas o daños mecánicos.

  - ✓ Contingencias ante posibles derrames de sustancias peligrosas
    - Todo material de emergencia ante posibles derrames deberá tener fácil acceso y estar al alcance de conocimiento de todos en la obra.
    - Se deberá contar con un equipo de protección personal ante estos accidentes.

- Se dispondrá de materias absorbentes tales como polvo de ladrillo, arena o aserrín caso derrame de sustancias líquidas peligrosas.
- En caso de que un trabajador haya tenido contacto con estas sustancias y presente intoxicación la asistencia debe ser inmediata. Para ello se tendrá que tener un pacto con los centro de salud cercano a fines de que éstos cuenten con información necesaria de los productos químicos manejados.

10.6.3. Subprograma de contingencias

El sub programa de contingencias considera la capacitación en caso de que un accidente o una situación de emergencia esté sucediendo ya sea provocada por el hombre o provocada por la naturaleza en el caso de sismos, huaycos u otros similares, este se enfoca en cómo reaccionar y qué actividades realizar ante estos eventos con el fin de minimizar los daños y perjuicios.

Este subprograma se debe actualizar cada año y tener en consideración riesgos naturales.

- ✓ Posible ocurrencia de sismos.
- ✓ Posible ocurrencia de Incendio
- ✓ Posible ocurrencia de deslizamientos y derrumbes.
- ✓ Posible ocurrencia de derrames de aceites y/o combustibles.
- ✓ Posible ocurrencia de accidentes laborales
- ✓ Posible ocurrencia de problemas sociales.
- ✓ Posible ocurrencia de actos delictivos

- **Procedimiento de notificación para el reporte y comunicación del incidente o emergencia**

Todo contingencia debe ser inmediatamente informada responsable inmediato o en algunos casos particulares a los centros de salud más cercanos o autoridades policiales y/o municipales. Se plasmarán procedimientos rápido de comunicación interpersonal y las autoridades responsables, además, se le informará a los involucrados cómo reaccionar y que hacer en esa situación.

Una vez subsanado el acontecimiento se emitirá un informe hice charlará con las personas involucrados a fin de que cuente su experiencia y tratar de mejorar en caso de que esto se vuelva repetir.

Las autoridades cargos designará un representante del proyecto el cual deberá asistir a las coordinaciones permanente con las autoridades locales y regionales a fin de definir un plan de contingencia de manera conjunta en el caso de desastres naturales.

10.7. PROGRAMA DE CIERRE DE OBRA

Consiste en restaurar todas las áreas intervenidas durante todo el proceso de construcción del proyecto y tratar de llevarlas a sus condiciones originales en las que se encontraba al momento de inicio de obra

Éste programa presenta las acciones necesarias que se realizará en las áreas de emplazamiento de las instalaciones temporales utilizadas durante todo el proceso del proyecto

Previo al inicio de este programa se debe comunicar a las autoridades locales detallando las actividades que se realizarán con el fin de subsanar todo lo ocurrido durante la construcción del polideportivo.

Se debe garantizar que:

- Cumplimiento de la legislación vigente.

- Que la zona o los lugares de emplazamiento no represente riesgos para la salud, la seguridad y el medio ambiente.

- No se generen efectos secundarios sobre el medio ambiente.

- **Restauración del ambiente natural**

  Se iniciará el proceso del desmonte de estructuras provisionales así como también se cláusula el botadero, el cuál ha sido utilizado en obra, de ser el caso y que las condiciones de la flora lo permitan se reinstalará de manera adecuada la flora extraída previo a la ejecución de la obra

- **Cierre Componente Social: Verificación de cancelación de todos los salarios de los trabajadores y proveedores locales de productos y servicios**

  En la entrega final de obra se debe verificar que todos y cada uno de los trabajadores hayan sido recompensado con la remuneración correspondiente a sus trabajos. Además también se verificará que todos los servicios contratados o locales alquilados hayan sido cancelados.

- **Prueba de descarte de COVID-19**

  Se realizará una campaña obligatoria de descarte de COVID-19 mediante la prueba de hisopado o antígeno, dirigida a todo el personal involucrado en el proyecto.

10.8. PROGRAMA DE INVERSIONES

Descripcion	Unidad	Metrado	P. Unitario	Parcial	Sub Total
Subprograma de manejo de residuos sólidos, líquidos y efluentes					S/ 6,150.00
Correcto envase y manejo de sustancias peligrosas (Tachos)	Und	20	S/ 120.00	S/ 2,400.00	
Disposicion de Residuos Solidos	Glb	1	S/ 3,500.00	S/ 3,500.00	
Desmontaje de obras provisionales al fin de obra	Glb	1	S/ 250.00	S/ 250.00	
Subprograma de control de erosión y sedimentos					S/ 7,975.00
Mantenimiento de maquinaria	Mes	6	S/ 900.00	S/ 5,400.00	
Capacitacion operarios maquinaria	Glb	1	S/ 1,200.00	S/ 1,200.00	
Malla de proteccion de material granulado	Und	25	S/ 35.00	S/ 875.00	
Medidas de proteccion a cuerpos de agua existentes (Sacos)	Und	20	S/ 25.00	S/ 500.00	
Subprograma de protección de recursos naturales					S/ 2,260.00
Paneles informativos y preventivos	und	60	S/ 26.00	S/ 1,560.00	
Extracción y colocacion delicada de flora en la zona del proyecto.	Glb	1	S/ 700.00	S/ 700.00	
Subprograma de salud local					S/ 3,600.00
EPP's	und	60	S/ 60.00	S/ 3,600.00	
Subprograma de seguridad motivo del EIA					S/ 1,835.00
Señalización	glb	1	S/ 500.00	S/ 500.00	
Radios portátiles	und	5	S/ 50.00	S/ 250.00	
Mangueras	und	2	S/ 50.00	S/ 100.00	
Extintores de polvo químico seco de 11 a 15 kg.	und	10	S/ 50.00	S/ 500.00	
Equipos de iluminación	und	10	S/ 35.00	S/ 350.00	
Equipos y materiales de primeros auxilios	und	3	S/ 45.00	S/ 135.00	
Subprograma de salud ocupacional					S/ 6,000.00
Pruebas descarte de COVID-19	und	200	S/ 30.00	S/ 6,000.00	
Subprograma de contingencias					S/ 3,500.00
Plan de accion ante situaciones de emergencia	glb	1	S/ 3,500.00	S/ 3,500.00	
				TOTAL :	S/ 31,320.00

Fuente: Elaboración Propia.

10.9. CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

IMPACTO AMBIENTAL	ACTIVIDADES	CRONOGRAMA DE IMPLEMENTACION							TIPO DE MEDIDA	FRECUENCIA	FECHA INICIO	FECHA FIN
		MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6	MES 7				
Calidad del aire	cobertores para vehiculos que transporten materiales volatiles	X	X	X	X	X	X	X	Subprograma de salud local	Cuando suscite entrega de materiales	Mes 1	Mes 7
	cobertores para material dispuesto en obra	X	X	X	X	X	X	X	Subprograma de salud local	Diario	Mes 1	Mes 7
	planificacion de uso de maquinaria pesada	X	X	X					Subprograma de salud local	Cuando suscite uso de maquinaria	Mes 1	Mes 3
Calidad de suelo	Correcto envase y manejo de aceites	X	X	X	X	X	X	X	Subprograma de manejo de residuos sólidos, líquidos y efluentes	Diario	Mes 1	Mes 7
	Buen estado de conservacion de maquinaria	X	X	X	X	X	X	X	Subprograma de manejo de residuos sólidos, líquidos y efluentes	Mensual	Mes 1	Mes 7
	Disposicion de residuos solidos	X	X	X	X	X	X	X	Subprograma de manejo de residuos sólidos, líquidos y efluentes	Diario	Mes 1	Mes 7
Calidad de Agua	Correcto envase y manejo de aceites	X	X	X	X	X	X	X	Subprograma de manejo de residuos sólidos, líquidos y efluentes	Diario	Mes 1	Mes 7
	Instalacion de sacos de cemento para prevencion de residuos volatiles		X	X					Subprograma de manejo de residuos sólidos, líquidos y efluentes	Cuando suscite uso de agua	Mes 2	Mes 3
	Correcto uso del agua	X	X	X	X	X	X	X	Subprograma de manejo de residuos sólidos, líquidos y efluentes	Cuando suscite uso de agua	Mes 1	Mes 7
Flora	Reinstalacion de flora extraida							X	Subprograma de protección de recursos naturales	Etapa final del proyecto	Mes 7	Mes 7
Calidad Visual	Desmontaje de obras provisionales al fin de obra							X	Subprograma de salud local	Etapa final del proyecto	Mes 7	Mes 7
Impacto sobre la salud y Seguridad en el trabajo	Paneles informativos y precentivos	X	X	X	X	X	X	X	Subprograma de protección de recursos naturales	Diario	Mes 1	Mes 7
	Charla y capacitaciones para el personal	X	X	X	X	X	X	X	Subprograma de protección de recursos naturales	Diario	Mes 1	Mes 7
	Correcta Señalizacion en obra	X	X	X	X	X	X	X	Subprograma de seguridad motivo del EIA	Diario	Mes 1	Mes 7
	Distribucion de elementos de implementos de seguridad y herramientas de trabajo	X	X	X	X	X	X	X	Subprograma de seguridad motivo del EIA	Diario	Mes 1	Mes 7
	Planificacion de plan de accion ante accidentes de obra	X	X	X	X	X	X	X	Subprograma de seguridad motivo del EIA	Mensual	Mes 1	Mes 7
	Prueba de descarte de Covid-19	X	X	X	X	X	X	X	Subprograma de seguridad motivo del EIA	Mensual	Mes 1	Mes 7
	Charla de Bioseguridad	X	X	X	X	X	X	X	Subprograma de seguridad motivo del EIA	Mensual	Mes 1	Mes 7
	Registro y monitoreo de actividades	X	X	X	X	X	X	X	Subprograma de seguridad motivo del EIA	Diario	Mes 1	Mes 7

Fuente: Elaboración Propia.

11. PLAN DE COMPENSACIÓN AMBIENTAL

El plan de Compensación Ambiental forma parte integral de la Estrategia de Manejo ambiental de la EIA-d, conforme a lo establecido en la Ley del Sistema Nacional de Evaluación de Impacto Ambiental (SEIA), ley N° 27446 y sus normas reglamentarias y modificatorias.

El presente proyecto no demandará un plan de compensación ambiental, y esto se justifica en que los impactos negativos generados en este proyecto, no destruirán la calidad ambiental de la zona de estudio.

12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El proyecto se desarrolla en una zona urbana consolidada en donde no hay antecedentes ni vestigios de ningún resto de tipo arqueológico y cultural.
- Se presentó en el capítulo de identificación y pacto los problemas que se presentará en los distintos factores ambientales estudiados debido a las actividades que se realizarán para la ejecución del proyecto.
- El factor ambiental Aire, es el que ha sido más influenciado durante la ejecución de la obra, por las partículas en suspensión que se emitirán a este, a través de principalmente procesos de excavación; en el caso de impactos positivos evidencia que el mayor aportante es la generación de empleo para el factor socioeconómico, con un puntaje de 364.
- Es por ello que para mitigar el problema de la generación de polvo durante la etapa de construcción se buscará evitar en lo posible que los materiales volátiles se encuentren al aire libre sin ninguna cubierta, además se tratara de humedecer al momento de realizar excavaciones y todo esto complementado con la elección de trabajadores especializados que sepan maniobrar las maquinarias correctamente con el fin de minimizar la emisión de estas partículas.
- La acción que más se ha visto influenciada durante la obra es la excavación con maquinaria debido a su gran impacto negativo.
- En el Plan de Manejo Ambiental se dan medidas para el control de la calidad del suelo y el aire, manejo de residuos sólidos, líquidos y peligrosos, la implementación de programas de salud ocupacional, señalización ambiental, seguimiento y monitoreo, asuntos sociales, capacitación y educación ambiental. Además, desarrolla programas de contingencias y respuesta ante emergencias.
- El Proyecto representara una mejora de las condiciones de la población ya que aumentara la calidad de vida de la misma, al tener un lugar donde la práctica del deporte sea una acción recurrente.
- El presente proyecto ha tenido en cuenta toda la reglamentación ambiental en el área de estudio es por ello que gracias al plan manejo ambiental y su plan de contingencia ante impactos negativos, resulta ambientalmente viable por lo que no es necesario llevar a cabo un plan de compensación ambiental

- Se recomienda aplicar las medidas de control, prevención y mitigación las cuales llevaran al proyecto a reducir sustancialmente los impactos negativos al momento de su ejecución y funcionamiento, es por ello que se recomienda seguir la Evaluación de Impacto Ambiental redactada en este informe, para que éste proyecto se realice con armonía hacia el medio ambiente, la salud y seguridad del personal de obra y población
- Se deberán seguir procedimientos adecuados de uso de las áreas auxiliares y medidas eficaces de restauración de las mismas y dar cumplimiento al programa de cierre de obra.

13. BIBLIOGRAFIA

- Congreso de la República del Perú, *Constitución Política del Perú,* Lima: Diario Oficial El Peruano, 1993.
- Congreso de la República del Perú, *Ley General del Ambiente-N°28611,* Lima: Diario Oficial El Peruano, 2005.
- Congreso de la República del Perú, *Ley General de Salud- N°26842,* Lima: Diario Oficial El Peruano, 1997.
- Congreso de la República del Perú, Ley General de Residuos Sólidos-Decreto Legislativo N°1278, Lima: Diario Oficial El Peruano, 2017.
- V. Conesa Fernández-Vítora, Guía Metodológica para la Evaluación del Impacto Ambiental, Madrid: Ediciones Mundi Prensa, 2010.
- D. Gomez Orea, Evaluación de impacto ambiental, vol. II, Madrid: Mundiprensa, 2003.
- S.Valdivia Mercado, Instrumentos de Gestión Ambiental para el Sector Construcción, Lima: Fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica del, 2009.
- L. Canter, Manual de Evaluación de Impacto Ambiental, Santa Fe Bogotá: Editorial Mc Graw Hill,1999.
- Instituto nacional de defensa civil, «Plan de prevención ante desastres: Usos del suelo y medidas de mitigación,» INDECI, Chiclayo, 2003.
- A. Diez Hurtado, «Inversiones privadas y derechos comunales,» Pontifica Universidad Católica del Perú, Lima, 2011.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, «PANORAMA ECONÓMICO NACIONAL Y EL SECTOR CONSTRUCCIÓN,» Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima, 2019
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, «Reglamento Nacional de Edificaciones,» El Peruano, Lima, 2006.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, «Norma G050-Seguridad durante la construcción,» SENCICO, Lima, 2010.
- Ministerio del Ambiente, «Lineamientos para la compensación ambiental en el marco del Sistema Nacional de Evaluación de Impacto Ambiental (SEIA),» El Peruano, Lima, 2014.

AREAS TECHADAS POR PISO

BLOQUES	Área en m2
COCINA	131.40
GIMNASIO	275.00
ADMINISTRACIÓN	240.00
KIOSKO	45.20
SALON DE JUEGOS	297.19
VESTUARIO 1	235.04
VESTUARIO 2	196.06
RESTAURANTE	314.16
TOTAL :	1734.04

Tabla 14
(Ver Regla 050-210)
Watts por metro cuadrado y factores de demanda para acometidas y alimentadores para predios según tipo de actividad

Tipo de actividad	Watts por metro cuadrado	Factor de demanda %	
		Conductores de acometida	Alimentadores
Bodegas, Restaurantes,	30	100	100
Oficina :			
· Primeros 930 m^2	50	90	100
· Sobre 930 m^2	50	70	90
Industrial, Comercial	25	100	100
Iglesias	10	100	100
Garajes	10	100	100
Edificios de Almacenaje	5	70	90
Teatros	30	75	95
Auditorios	10	80	100
Bancos	25	100	100
Barberías y Salones de Belleza,	30	90	100
Clubes	20	80	100
Cortes de Justicia	20	100	100
Hospedajes	15	80	100
Viviendas	--	100	100

MAXIMA DEMANDA MEDIANTE CUADRO DE CARGAS

NIVEL	ZONA O CARGA	AREA (m2)	CALIFICACION UNITARIA (CU) (Watts/m2)	POTENCIA INSTALADA (Watts)	FACTOR DE DEMANDA (FD)	MAXIMA DEMANDA (MD) (Kwatts)
ALUMBRADO	Alumbrado y tomacorrientes (AT)	1734.04	30	52021.32796	1	52.02
	Alumbrado y tomacorrientes (AL)	0	6000	0	0.4	0.00
SERVCIOS	Areas comunes	8	6000	48000	1	48.00
	Electrobomba (1HP)	1	1000	1000	1	1.00
	REFLECTORES	8	3000	24000	1	24.00
	REFLECTORES PRINCIPALES	4	6000	24000	1	24.00
	FAROLAS	46	120	5520	1	5.52

POTENCIA INSTALADA (P.I.) = 154541.328 Watts
MAXIMA DEMANDA (M.D.) = 154.54 Kwatts

TABLERO GENERAL

A. CAPACIDAD DE CORRIENTE

$$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$$

MD = Maxima demanda total = 154541.33 w
V : Tensión de Servicio = 380 v
k: Factor de fase = 1.73
Cos O: Factor de Potencia = 1

(IΔg) = 293.85 A

B. SELECCIÓN DE CONECTOR

NYY = 70 mm2

C. VERIFICACIÓN POR CAIDA DE TENSIÓN

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) = 293.85 A
k2 = 1.73
y cu = 0.0175 Ω mm2/m
L = 5.00 m
Cos O = 1.00
S = 70.00 mm2

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 2.50\,\%$$

(ΔV) = 0.64 V

0.64 < 2.50 %

CUMPLE CONDICION ESTIPULADA EN NORMATIVA

I. TABLERO DE DISTRIBUCIÓN COCINA (TD1)

1. Maxima demanda mediante cuadro de cargas.

NIVEL	ZONA O CARGA	AREA (m2)	CALIFICACION UNITARIA (CU) (Watts/m2)	POTENCIA INSTALADA (Watts)	FACTOR DE DEMANDA (FD)	MAXIMA DEMANDA (MD) (Kwatts)
ALUMBRADO	Alumbrado y tomacorrientes (AT)	131.40	30.00	2000.00	1.00	2.00
				1942.00	0.40	0.78
	Alumbrado y tomacorrientes (AL)	0.00	20.00	0.00	1.00	0.00
SERVICIOS	Areas Comunes	1.00	20.00	1500.00	1.00	1.50
				5442.00		4.28

POTENCIA INSTALADA = 5442.00 Watts
MAXIMA DEMANDA = 4.28 Kwatts

2. Capacidad de la corriente

$$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$$

Maxima demanda total = 4276.80 W
V : Tensión de Servicio = 380.00
k: Factor de fase = 1.73
Cos O: Factor de Potencia = 1.00
Factor de reserva = 1.25

(IΔg) = 8.13 A

3.2. Verificación por Caída de Tensión.

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) = 8.13
k2 = 1.73
y cu = 0.0175 Ω mm2/m
L = 130 m
Cos O: Factor de Potencia = 1
S = 4.00 mm2

(ΔV) = 8.00

3. Seleccionamos conductor

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 2.50\ \%$$

2.11 < 2.5

3.1. Por Capacidad admisible de conductor NYY

NYY 4.00 mm2

TUBERIA 1" (MAX 4 CONDUCTORES)

I. CÁLCULO DE CIRCUITOS DERIVADOS

A. CÁLCULO DE CIRCUITO C1 (ALUMBRADO)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	13 salidas	100 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	13 salidas * 0.80	**10.40 A**

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$	**MD =** 1300 W **V =** 220.00 **k =** 1.73 **Cos O =** 0.90 **(IΔg) =** **4.74 A**	
Factor de reserva	125%	**5.93 A**

USAR CASO MAYOR: ***CASO A*** **10.40 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	12.25 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) = 10.40 A
k2 = 1.73
y cu = 0.02 Ω mm2/m
Cos O = 1.00
S = 2.50 mm2

(ΔV) = 1.54 V

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\ \%$$

0.70 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SEL 15 mm = 1/2" = Maximo 6 conductores

B. CÁLCULO DE CIRCUITO C2 (ALUMBRADO)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	8 salidas	100 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	8 salidas * 0.80	**6.40 A**

USAR CASO MAYOR:	***CASO A***	**6.40 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	12.25 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) =	6.40	A
k2 =	1.73	
y cu =	0.02	Ω mm2/m
Cos O =	1.00	
S =	**2.50**	mm2
(ΔV) =	0.95	V

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$	**MD =**	800 W
	V =	220.00
	k =	1.73
	Cos O =	0.90
	(IΔg) =	**2.92 A**
Factor de reserva	125%	**3.65 A**

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\,\%$$

0.43 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SEL 15 mm = 1/2" = Maximo 6 conductores

C. CÁLCULO DE CIRCUITO C3 (TOMACORRIENTE)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	23 salidas	150 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	23 salidas * 0.80	**18.40 A**

USAR CASO MAYOR:	***CASO A***	**18.40 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	13.25 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) =	18.40	A
k2 =	2.00	
y cu =	0.02	Ω mm2/m
Cos O =	1.00	
S =	**4.00**	mm2
(ΔV) =	2.13	V

** Colocar tomacorriente cada 1.80 ml en tabiqueria y 3.0 ml en muros perimetrales.*

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$I_{1\emptyset} = \frac{Watts}{V\ x\ Cos\ \emptyset}$	**MD =**	3450 W
	V =	220.00
	Cos O =	0.90
(IΔg) =		**17.42 A**

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\,\%$$

0.97 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SAL 15 mm = 1/2" = Maximo 4 conductores

I. TABLERO DE DISTRIBUCIÓN GIMNASIO (TD2)

1. Maxima demanda mediante cuadro de cargas.

NIVEL	ZONA O CARGA	AREA (m2)	CALIFICACION UNITARIA (CU) (Watts/m2)	POTENCIA INSTALADA (Watts)	FACTOR DE DEMANDA (FD)	MAXIMA DEMANDA (MD) (Kwatts)
ALUMBRADO	Alumbrado y tomacorrientes (AT)	275.00	30.00	2000.00	1.00	2.00
				6250.00	0.40	2.50
	Alumbrado y tomacorrientes (AL)	0.00	20.00	0.00	1.00	0.00
SERVICIOS	Areas Comunes	1.00	20.00	1500.00	1.00	1.50
				9750.00		6.00

POTENCIA INSTALADA = 9750.00 Watts
MAXIMA DEMANDA = 6.00 Kwatts

2. Capacidad de la corriente

$$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$$

Maxima demanda total = 6000.00 W
V : Tensión de Servicio = 380.00
k: Factor de fase = 1.73
Cos O: Factor de Potencia = 1.00
Factor de reserva = 1.25

(IΔg) = 11.41 A

3.2. Verificación por Caída de Tensión.

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) = 11.41
k2 = 1.73
y cu = 0.0175 Ω mm2/m
L = 130 m
Cos O: Factor de Potencia = 1
S = 6.00 mm2

(ΔV) = 7.48

3. Seleccionamos conductor

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 2.50\ \%$$

1.97 < 2.5

3.1. Por Capacidad admisible de conductor NYY

NYY 6.00 mm2

TUBERIA 1" (MAX 4 CONDUCTORES)

I. CÁLCULO DE CIRCUITOS DERIVADOS

A. CÁLCULO DE CIRCUITO C1 (ALUMBRADO)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	8 salidas	100 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	8 salidas * 0.80	**6.40 A**

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$	**MD =** 800 W **V =** 220.00 **k =** 1.73 **Cos O =** 0.90 **(IΔg) =** **2.92 A**	
Factor de reserva	125%	**3.65 A**

USAR CASO MAYOR: ***CASO A*** **6.40 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	24.15 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) = 6.40 A
k2 = 1.73
y cu = 0.0175 Ω mm2/m
Cos O = 1.00
S = **2.50** mm2

(ΔV) = 1.87 V

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\ \%$$

0.85 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SEL 15 mm = 1/2" = Maximo 6 conductores

B. CÁLCULO DE CIRCUITO C2 (ALUMBRADO)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	10 salidas	100 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	10 salidas * 0.80	**8.00 A**

USAR CASO MAYOR:	***CASO A***	**8.00 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	25.00 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) =	8.00	A
k2 =	1.73	
y cu =	0.0175	Ω mm2/m
Cos O =	1.00	
S =	**2.50**	mm2
(ΔV) =	2.42	V

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$	**MD =**	1000 W
	V =	220.00
	k =	1.73
	Cos O =	0.90
	(IΔg) =	**3.65 A**
Factor de reserva	125%	**4.56 A**

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\,\%$$

1.10 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SEL 15 mm = 1/2" = Maximo 6 conductores

C. CÁLCULO DE CIRCUITO C3 (TOMACORRIENTE)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	19 salidas	150 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	19 salidas * 0.80	**15.20 A**

USAR CASO MAYOR:	***CASO A***	**15.20 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	24.50 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) =	15.20	A
k2 =	2.00	
y cu =	0.0175	Ω mm2/m
Cos O =	1.00	
S =	**4.00**	mm2
(ΔV) =	3.26	V

** Colocar tomacorriente cada 1.80 ml en tabiqueria y 3.0 ml en muros perimetrales.*

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$I_{1\emptyset} = \frac{Watts}{V\ x\ Cos\ \emptyset}$	**MD =**	2850 W
	V =	220.00
	Cos O =	0.90
	(IΔg) =	**14.39 A**

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\,\%$$

1.48 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SAL 15 mm = 1/2" = Maximo 4 conductores

I. TABLERO DE DISTRIBUCIÓN SALA DE JUEGOS (TD3)

1. Maxima demanda mediante cuadro de cargas.

NIVEL	ZONA O CARGA	AREA (m2)	CALIFICACION UNITARIA (CU) (Watts/m2)	POTENCIA INSTALADA (Watts)	FACTOR DE DEMANDA (FD)	MAXIMA DEMANDA (MD) (Kwatts)
ALUMBRADO	Alumbrado y tomacorrientes (AT)	297.20	30.00	2000.00	1.00	2.00
				6916.00	0.40	2.77
	Alumbrado y tomacorrientes (AL)	0.00	20.00	0.00	1.00	0.00
SERVICIOS	Areas Comunes	1.00	20.00	1500.00	1.00	1.50
				10416.00		6.27

POTENCIA INSTALADA = 10416.00 Watts
MAXIMA DEMANDA = 6.27 Kwatts

2. Capacidad de la corriente

$$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$$

Maxima demanda total = 6266.40 W
V : Tensión de Servicio = 380.00
k: Factor de fase = 1.73
ɔs O: Factor de Potencia = 1.00
Factor de reserva = 1.25

(IΔg) = 11.92 A

3. Seleccionamos conductor

3.1. Por Capacidad admisible de conductor NYY

NYY 4.00 mm2

3.2. Verificación por Caída de Tensión.

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) = 11.92
k2 = 1.73
y cu = 0.0175 Ω mm2/m
L = 82.5 m
Cos O: Factor de Potencia = 1
S = 4.00 mm2

(ΔV) = 7.44

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 2.50\ \%$$

1.96 < 2.5

TUBERIA 1" (MAX 4 CONDUCTORES)

I. CÁLCULO DE CIRCUITOS DERIVADOS

A. CÁLCULO DE CIRCUITO C1 (ALUMBRADO)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	13 salidas	100 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	13 salidas * 0.80	**10.40 A**

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$	**MD =**	1300 W
	V =	220.00
	k =	1.73
	Cos O =	0.90
	(IΔg) =	**4.74 A**
Factor de reserva	125%	**5.93 A**

USAR CASO MAYOR:	***CASO A*** **10.40 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	12.40 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) = 10.40 A
k2 = 1.73
y cu = 0.02 Ω mm2/m
Cos O = 1.00
S = **2.50** mm2

(ΔV) = 1.56 V

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\ \%$$

0.71 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SEL 15 mm = 1/2" = Maximo 6 conductores

I. TABLERO DE DISTRIBUCIÓN KIOSKO (TD4)

1. Maxima demanda mediante cuadro de cargas.

NIVEL	ZONA O CARGA	AREA (m2)	CALIFICACION UNITARIA (CU) (Watts/m2)	POTENCIA INSTALADA (Watts)	FACTOR DE DEMANDA (FD)	MAXIMA DEMANDA (MD) (Kwatts)
ALUMBRADO	Alumbrado y tomacorrientes (AT)	45.20	30.00	1356.00	1.00	1.36
				0.00	0.00	0.00
	Alumbrado y tomacorrientes (AL)	0.00	20.00	0.00	1.00	0.00
SERVICIOS	Areas Comunes	1.00	20.00	1500.00	1.00	1.50
				2856.00		2.86

POTENCIA INSTALADA = 2856.00 Watts
MAXIMA DEMANDA = 2.86 Kwatts

2. Capacidad de la corriente

$$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$$

Maxima demanda total = 2856.00 W
V : Tensión de Servicio = 380.00
k: Factor de fase = 1.73
›s O: Factor de Potencia = 1.00
Factor de reserva = 1.25

(IΔg) = 5.43 A

3.2. Verificación por Caída de Tensión.

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) = 5.43
k2 = 1.73
y cu = 0.0175 Ω mm2/m
L = 55 m
Cos O: Factor de Potencia = 1
S = 4.00 mm2

(ΔV) = 2.26

3. Seleccionamos conductor

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 2.50\ \%$$

0.59 < 2.5

3.1. Por Capacidad admisible de conductor NYY

NYY 4.00 mm2

TUBERIA 1" (MAX 4 CONDUCTORES)

B. CÁLCULO DE CIRCUITO C2 (TOMACORRIENTE)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	15 salidas	150 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	15 salidas * 0.80	**12.00 A**

USAR CASO MAYOR:	***CASO A***	**12.00 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	13.25 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) = 12.00 A
k2 = 2.00
y cu = 0.02 Ω mm2/m
Cos O = 1.00
S = 4.00 mm2

(ΔV) = 1.39 V

** Colocar tomacorriente cada 1.80 ml en tabiqueria y 3.0 ml en muros perimetrales.*

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$I_{1\emptyset} = \frac{Watts}{V\ x\ Cos\ \emptyset}$	**MD =**	2250 W
	V =	220.00
	Cos O =	0.90
(IΔg) =		**11.36 A**

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\ \%$$

0.63 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SAL 15 mm = 1/2" = Maximo 4 conductores

I. CÁLCULO DE CIRCUITOS DERIVADOS

A. CÁLCULO DE CIRCUITO C1 (ALUMBRADO)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	3 salidas	100 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	3 salidas * 0.80	**2.40 A**

USAR CASO MAYOR:	***CASO A***	**2.40 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	9.10 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) =	2.40	A
k2 =	1.73	
y cu =	0.02	Ω mm2/m
Cos O =	1.00	
S =	**2.50**	mm2
(ΔV) =	0.26	V

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$	**MD =**	300 W
	V =	220.00
	k =	1.73
	Cos O =	0.90
	(IΔg) =	**1.09 A**
Factor de reserva	125%	**1.37 A**

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\,\%$$

0.12 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SEL 15 mm = 1/2" = Maximo 6 conductores

B. CÁLCULO DE CIRCUITO C2 (TOMACORRIENTE)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	5 salidas	150 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	5 salidas * 0.80	**4.00 A**

USAR CASO MAYOR:	***CASO A***	**4.00 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	8.00 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) =	4.00	A
k2 =	2.00	
y cu =	0.02	Ω mm2/m
Cos O =	1.00	
S =	**4.00**	mm2
(ΔV) =	0.28	V

** Colocar tomacorriente cada 1.80 ml en tabiqueria y 3.0 ml en muros perimetrales.*

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$I_{1\emptyset} = \frac{Watts}{V\,x\,Cos\,\emptyset}$	**MD =**	750 W
	V =	220.00
	Cos O =	0.90
(IΔg) =		**3.79 A**

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\,\%$$

0.13 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SAL 15 mm = 1/2" = Maximo 4 conductores

I. TABLERO DE DISTRIBUCIÓN ADMINISTRACION (TD5)

1. Maxima demanda mediante cuadro de cargas.

NIVEL	ZONA O CARGA	AREA (m2)	CALIFICACION UNITARIA (CU) (Watts/m2)	POTENCIA INSTALADA (Watts)	FACTOR DE DEMANDA (FD)	MAXIMA DEMANDA (MD) (Kwatts)
ALUMBRADO	Alumbrado y tomacorrientes (AT)	240.00	30.00	2000.00	1.00	2.00
				5200.00	0.40	2.08
	Alumbrado y tomacorrientes (AL)	0.00	20.00	0.00	1.00	0.00
SERVICIOS	Areas Comunes	1.00	20.00	1500.00	1.00	1.50
	Bomba 1 HP	1.00	1000.00	1000.00	1.00	1.00
				9700.00		6.58

POTENCIA INSTALADA = 9700.00 Watts
MAXIMA DEMANDA = 6.58 Kwatts

2. Capacidad de la corriente

$$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$$

Maxima demanda total = 6580.00 W
V : Tensión de Servicio = 380.00
k: Factor de fase = 1.73
›s O: Factor de Potencia = 1.00
Factor de reserva = 1.25

(IΔg) = 12.51 A

3. Seleccionamos conductor

3.1. Por Capacidad admisible de conductor NYY

NYY 4.00 mm2

3.2. Verificación por Caída de Tensión.

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) = 12.51
k2 = 1.73
y cu = 0.0175 Ω mm2/m
L = 10 m
Cos O: Factor de Potencia = 1
S = 4.00 mm2

(ΔV) = 0.95

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 2.50\ \%$$

0.25 < 2.5

TUBERIA 1" (MAX 4 CONDUCTORES)

I. CÁLCULO DE CIRCUITOS DERIVADOS

A. CÁLCULO DE CIRCUITO C1 (ALUMBRADO)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	16 salidas	100 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	16 salidas * 0.80	**12.80 A**

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$	**MD =**	1600 W
	V =	220.00
	k =	1.73
	Cos O =	0.90
	(IΔg) =	**5.84 A**
Factor de reserva	125%	**7.30 A**

USAR CASO MAYOR: ***CASO A*** **12.80 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	11.50 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) = 12.80 A
k2 = 1.73
y cu = 0.02 Ω mm2/m
Cos O = 1.00
S = 2.50 mm2

(ΔV) = 1.78 V

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\ \%$$

0.81 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SEL 15 mm = 1/2" = Maximo 6 conductores

B. CÁLCULO DE CIRCUITO C2 (TOMACORRIENTE)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	15 salidas	150 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	15 salidas * 0.80	**12.00 A**

USAR CASO MAYOR:	***CASO A***	**12.00 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	15.00 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) =	12.00	A
k2 =	2.00	
y cu =	0.02	Ω mm2/m
Cos O =	1.00	
S =	**4.00**	mm2
(ΔV) =	1.58	V

** Colocar tomacorriente cada 1.80 ml en tabiqueria y 3.0 ml en muros perimetrales.*

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$I_{1\emptyset} = \frac{Watts}{V\ x\ Cos\ \emptyset}$	**MD =**	2250 W
	V =	220.00
	Cos O =	0.90
(IΔg) =		**11.36 A**

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\,\%$$

0.72 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SAL 15 mm = 1/2" = Maximo 4 conductores

B. CÁLCULO DE CIRCUITO C3 (ELECTROBOMBA)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

ANALISIS		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$	**MD =**	1000 W
	V =	380.00
	k =	1.73
	Cos O =	0.90
	(IΔg) =	**2.11 A**
Factor de reserva	125%	**2.64 A**

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\,\%$$

0.23 < 1.50 %

2. CAIDA DE TENSIÓN

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General	11.50 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) =	2.64	A
k2 =	1.73	
y cu =	0.02	Ω mm2/m
Cos O =	1.00	
S =	**4.00**	mm2
(ΔV) =	0.23	V

TUBERIA PVC-SAL 15 mm = 1/2" = Maximo 5 conductores

I. TABLERO DE DISTRIBUCIÓN VESTUARIO1 (TD6)

1. Maxima demanda mediante cuadro de cargas.

NIVEL	ZONA O CARGA	AREA (m2)	CALIFICACION UNITARIA (CU) (Watts/m2)	POTENCIA INSTALADA (Watts)	FACTOR DE DEMANDA (FD)	MAXIMA DEMANDA (MD) (Kwatts)
ALUMBRADO	Alumbrado y tomacorrientes (AT)	235.04	30.00	2000.00	1.00	2.00
				5051.20	0.40	2.02
	Farolas	6.00	120.00	720.00	1.00	0.72
SERVICIOS	Areas Comunes	1.00	20.00	1500.00	1.00	1.50
				9271.20		6.24

POTENCIA INSTALADA = 9271.20 Watts
MAXIMA DEMANDA = 6.24 Kwatts

2. Capacidad de la corriente

$$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$$

Maxima demanda total = 6240.48 W
V : Tensión de Servicio = 380.00
k: Factor de fase = 1.73
›s O: Factor de Potencia = 1.00
Factor de reserva = 1.25

(IΔg) = 11.87 A

3. Seleccionamos conductor

3.1. Por Capacidad admisible de conductor NYY

NYY 6.00 mm2

3.2. Verificación por Caída de Tensión.

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) = 11.87
k2 = 1.73
y cu = 0.0175 Ω mm2/m
L = 175 m
Cos O: Factor de Potencia = 1
S = 6.00 mm2

(ΔV) = 10.48

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 2.50\ \%$$

2.76 < 2.5

TUBERIA 1" (MAX 4 CONDUCTORES)

I. CÁLCULO DE CIRCUITOS DERIVADOS

A. CÁLCULO DE CIRCUITO C1 (ALUMBRADO)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	13 salidas	100 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	13 salidas * 0.80	**10.40 A**

USAR CASO MAYOR:	***CASO A***	**10.40 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	20.00 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) = 10.40 A
k2 = 1.73
y cu = 0.02 Ω mm2/m
Cos O = 1.00
S = 2.50 mm2

(ΔV) = 2.52 V

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$	**MD =**	1300 W
	V =	220.00
	k =	1.73
	Cos O =	0.90
	(IΔg) =	**4.74 A**
Factor de reserva	125%	**5.93 A**

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\ \%$$

1.14 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SEL 15 mm = 1/2" = Maximo 6 conductores

B. CÁLCULO DE CIRCUITO C2 (ALUMBRADO)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	7 salidas	100 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	7 salidas * 0.80	**5.60 A**

USAR CASO MAYOR:	***CASO A***	**5.60 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	10.00 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) =	5.60	A
k2 =	1.73	
y cu =	0.02	Ω mm2/m
Cos O =	1.00	
S =	**2.50**	mm2
(ΔV) =	0.68	V

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$	**MD =**	700 W
	V =	220.00
	k =	1.73
	Cos O =	0.90
	(IΔg) =	**2.55 A**
Factor de reserva	125%	**3.19 A**

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\,\%$$

0.31 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SEL 15 mm = 1/2" = Maximo 6 conductores

C. CÁLCULO DE CIRCUITO C3 (TOMACORRIENTE)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	13 salidas	150 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	13 salidas * 0.80	**10.40 A**

USAR CASO MAYOR:	***CASO A***	**10.40 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	21.00 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) =	10.40	A
k2 =	2.00	
y cu =	0.02	Ω mm2/m
Cos O =	1.00	
S =	**4.00**	mm2
(ΔV) =	1.91	V

** Colocar tomacorriente cada 1.80 ml en tabiqueria y 3.0 ml en muros perimetrales.*

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$I_{1\emptyset} = \frac{Watts}{V\ x\ Cos\ \emptyset}$	**MD =**	1950 W
	V =	220.00
	Cos O =	0.90
	(IΔg) =	**9.85 A**

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\,\%$$

0.87 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SAL 15 mm = 1/2" = Maximo 4 conductores

D. CÁLCULO DE CIRCUITO C4 (ALUMBRADO FAROLAS)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	6 salidas	100 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	6 salidas * 0.80	**4.80 A**

USAR CASO MAYOR:	***CASO A***	**4.80 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	75.00 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) =	4.80	A
k2 =	1.73	
y cu =	0.02	Ω mm2/m
Cos O =	1.00	
S =	**4.00**	mm2
(ΔV) =	2.72	V

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$	**MD =**	600 W
	V =	220.00
	k =	1.73
	Cos O =	0.90
	(IΔg) =	**2.19 A**
Factor de reserva	125%	**2.74 A**

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\,\%$$

1.24 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SEL 15 mm = 1/2" = Maximo 6 conductores

I. TABLERO DE DISTRIBUCIÓN ADMINISTRACION (TD5)

1. Maxima demanda mediante cuadro de cargas.

NIVEL	ZONA O CARGA	AREA (m2)	CALIFICACION UNITARIA (CU) (Watts/m2)	POTENCIA INSTALADA (Watts)	FACTOR DE DEMANDA (FD)	MAXIMA DEMANDA (MD) (Kwatts)
ALUMBRADO	Alumbrado y tomacorrientes (AT)	196.00	30.00	2000.00	1.00	2.00
				3880.00	0.40	1.55
	Alumbrado y tomacorrientes (AL)	0.00	20.00	0.00	1.00	0.00
SERVICIOS	Areas Comunes	1.00	20.00	1500.00	1.00	1.50
				7380.00		5.05

POTENCIA INSTALADA = 7380.00 Watts
MAXIMA DEMANDA = 5.05 Kwatts

2. Capacidad de la corriente

$$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$$

Maxima demanda total =	5052.00 W
V : Tensión de Servicio =	380.00
k: Factor de fase =	1.73
›s O: Factor de Potencia =	1.00
Factor de reserva =	1.25

(IΔg) = 9.61 A

3. Seleccionamos conductor

3.1. Por Capacidad admisible de conductor NYY

NYY 6.00 mm2

3.2. Verificación por Caída de Tensión.

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) =	9.61
k2 =	1.73
y cu =	0.0175 Ω mm2/m
L =	170 m
Cos O: Factor de Potencia =	1
S =	6.00 mm2
(ΔV) =	8.24

$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 2.50\,\%$ 2.17 < 2.5

TUBERIA 1" (MAX 4 CONDUCTORES)

I. CÁLCULO DE CIRCUITOS DERIVADOS

A. CÁLCULO DE CIRCUITO C1 (ALUMBRADO)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	17 salidas	100 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	17 salidas * 0.80	**13.60 A**

USAR CASO MAYOR:	***CASO A***	**13.60 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	18.00 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) =	13.60	A
k2 =	1.73	
y cu =	0.02	Ω mm2/m
Cos O =	1.00	
S =	**2.50**	mm2
(ΔV) =	2.96	V

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$	**MD =**	1700 W
	V =	220.00
	k =	1.73
	Cos O =	0.90
	(IΔg) =	**6.20 A**
Factor de reserva	125%	**7.75 A**

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\,\%$$

1.35 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SEL 15 mm = 1/2" = Maximo 6 conductores

B. CÁLCULO DE CIRCUITO C2 (TOMACORRIENTE)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	12 salidas	150 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	12 salidas * 0.80	**9.60 A**

USAR CASO MAYOR:	***CASO A***	**9.60 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	15.00 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) =	9.60	A
k2 =	2.00	
y cu =	0.02	Ω mm2/m
Cos O =	1.00	
S =	**4.00**	mm2
(ΔV) =	1.26	V

** Colocar tomacorriente cada 1.80 ml en tabiqueria y 3.0 ml en muros perimetrales.*

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$I_{1\emptyset} = \frac{Watts}{V\,x\,Cos\,\emptyset}$	**MD =**	1800 W
	V =	220.00
	Cos O =	0.90
(IΔg) =		**9.09 A**

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\,\%$$

0.57 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SAL 15 mm = 1/2" = Maximo 4 conductores

I. TABLERO DE DISTRIBUCIÓN REFL. INF. (TD8)

1. Maxima demanda mediante cuadro de cargas.

NIVEL	ZONA O CARGA	#NUM	CALIFICACION UNITARIA (CU) (Watts/und)	POTENCIA INSTALADA (Watts)	FACTOR DE DEMANDA (FD)	MAXIMA DEMANDA (MD) (Kwatts)
ALUMBRADO	Reflectores	9.00	3000.00	27000.00	1.00	27.00
	Farolas	19.00	120.00	2280.00	1.00	2.28
				29280.00		29.28

POTENCIA INSTALADA = 29280.00 Watts
MAXIMA DEMANDA = 29.28 Kwatts

2. Capacidad de la corriente

$$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$$

Maxima demanda total = 29280.00 W
V : Tensión de Servicio = 380.00
k: Factor de fase = 1.73
›s O: Factor de Potencia = 1.00
Factor de reserva = 1.25

(IΔg) = 55.67 A

3. Seleccionamos conductor

3.1. Por Capacidad admisible de conductor NYY

NYY 25.00 mm2

3.2. Verificación por Caída de Tensión.

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) = 55.67
k2 = 1.73
y cu = 0.0175 Ω mm2/m
L = 130 m
Cos O: Factor de Potencia = 1
S = 25.00 mm2

(ΔV) = 8.76

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 2.50\ \%$$

2.31 < 2.5

TUBERIA 1" (MAX 4 CONDUCTORES)

I. CÁLCULO DE CIRCUITOS DERIVADOS

A. CÁLCULO DE CIRCUITO C1 (ALUMBRADO FAROLAS)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	7 salidas	120 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	7 salidas * 0.80	**2.21 A**

USAR CASO MAYOR: ***CASO B*** **3.07 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	130.00 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) = 3.07 A
k2 = 1.73
y cu = 0.02 Ω mm2/m
Cos O = 1.00
S = **4.00** mm2

(ΔV) = 3.02 V

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$	**MD =** 840 W **V =** 220.00 **k =** 1.73 **Cos O =** 0.90 **(IΔg) =** **2.45 A**	
Factor de reserva	125%	**3.07 A**

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\ \%$$

1.37 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SEL 15 mm = 1/2" = Maximo 6 conductores

B. CÁLCULO DE CIRCUITO C2 (ALUMBRADO REFLECTORES)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	7 salidas	3000 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	7 salidas * 0.80	**5.60 A**

USAR CASO MAYOR:	***CASO B***	**44.37 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	100.00 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) =	44.37	A
k2 =	1.73	
y cu =	0.02	Ω mm2/m
Cos O =	1.00	
S =	**10.00**	mm2
(ΔV) =	13.43	V

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$	**MD =**	21000 W
	V =	380.00
	k =	1.73
	Cos O =	0.90
	(IΔg) =	**35.49 A**
Factor de reserva	125%	**44.37 A**

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\,\%$$

3.53 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SEL 15 mm = 1/2" = Maximo 6 conductores

C. CÁLCULO DE CIRCUITO C3 (ALUMBRADO FAROLAS)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	12 salidas	120 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	12 salidas * 0.80	**9.60 A**

USAR CASO MAYOR:	***CASO A***	**9.60 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	21.00 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) =	9.60	A
k2 =	2.00	
y cu =	0.02	Ω mm2/m
Cos O =	1.00	
S =	**4.00**	mm2
(ΔV) =	1.76	V

** Colocar tomacorriente cada 1.80 ml en tabiqueria y 3.0 ml en muros perimetrales.*

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$I_{1\emptyset} = \frac{Watts}{V\ x\ Cos\ \emptyset}$	**MD =**	1440 W
	V =	220.00
	Cos O =	0.90
	(IΔg) =	**7.27 A**

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\,\%$$

0.80 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SAL 15 mm = 1/2" = Maximo 4 conductores

I. TABLERO DE DISTRIBUCIÓN REFL. INT. (TD9)

1. Maxima demanda mediante cuadro de cargas.

NIVEL	ZONA O CARGA	#NUM	CALIFICACION UNITARIA (CU) (Watts/und)	POTENCIA INSTALADA (Watts)	FACTOR DE DEMANDA (FD)	MAXIMA DEMANDA (MD) (Kwatts)
ALUMBRADO	Farolas	16.00	120.00	1920.00	1.00	1.92
				1920.00		1.92

POTENCIA INSTALADA = 1920.00 Watts
MAXIMA DEMANDA = 1.92 Kwatts

2. Capacidad de la corriente

$$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$$

Maxima demanda total = 1920.00 W
V : Tensión de Servicio = 380.00
k: Factor de fase = 1.73
›s O: Factor de Potencia = 1.00
Factor de reserva = 1.25

(IΔg) = 3.65 A

3.2. Verificación por Caída de Tensión.

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) = 3.65
k2 = 1.73
y cu = 0.0175 Ω mm2/m
L = 130 m
Cos O: Factor de Potencia = 1
S = 25.00 mm2

(ΔV) = 0.57

3. Seleccionamos conductor

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 2.50\ \%$$

0.15 < 2.5

3.1. Por Capacidad admisible de conductor NYY

NYY 25.00 mm2

TUBERIA 1" (MAX 4 CONDUCTORES)

I. CÁLCULO DE CIRCUITOS DERIVADOS

A. CÁLCULO DE CIRCUITO C1 (ALUMBRADO FAROLAS)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	8 salidas	120 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	8 salidas * 0.80	**2.53 A**

USAR CASO MAYOR: ***CASO B*** **3.50 A**

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$	**MD =** 960 W **V =** 220.00 **k =** 1.73 **Cos O =** 0.90 **(IΔg) =** **2.80 A**	
Factor de reserva	125%	**3.50 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	115.00 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) = 3.50 A
k2 = 1.73
y cu = 0.02 Ω mm2/m
Cos O = 1.00
S = **4.00** mm2

(ΔV) = 3.05 V

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\ \%$$

0.80 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SEL 15 mm = 1/2" = Maximo 6 conductores

B. CÁLCULO DE CIRCUITO C2 (ALUMBRADO FAROLAS)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	5 salidas	120 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	5 salidas * 0.80	**4.00 A**

USAR CASO MAYOR:	***CASO A***	**4.00 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	100.00 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) =	4.00	A
k2 =	1.73	
y cu =	0.02	Ω mm2/m
Cos O =	1.00	
S =	**4.00**	mm2
(ΔV) =	3.03	V

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$	**MD =**	600 W
	V =	220.00
	k =	1.73
	Cos O =	0.90
	(IΔg) =	**1.75 A**
Factor de reserva	125%	**2.19 A**

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\,\%$$

1.38 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SEL 15 mm = 1/2" = Maximo 6 conductores

C. CÁLCULO DE CIRCUITO C3 (ALUMBRADO FAROLAS)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	3 salidas	120 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	3 salidas * 0.80	**2.40 A**

USAR CASO MAYOR:	***CASO A***	**2.40 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	100.00 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) =	2.40	A
k2 =	1.73	
y cu =	0.02	Ω mm2/m
Cos O =	1.00	
S =	**4.00**	mm2
(ΔV) =	1.82	V

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$	**MD =**	360 W
	V =	220.00
	k =	1.73
	Cos O =	0.90
	(IΔg) =	**1.05 A**
Factor de reserva	125%	**1.31 A**

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\,\%$$

0.83 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SEL 15 mm = 1/2" = Maximo 6 conductores

I. TABLERO DE DISTRIBUCIÓN REFL. SUP. (TD10)

1. Maxima demanda mediante cuadro de cargas.

NIVEL	ZONA O CARGA	#NUM	CALIFICACION UNITARIA (CU) (Watts/und)	POTENCIA INSTALADA (Watts)	FACTOR DE DEMANDA (FD)	MAXIMA DEMANDA (MD) (Kwatts)
ALUMBRADO	Reflectores	4.00	6000.00	24000.00	1.00	24.00
	Farolas	5.00	120.00	600.00	1.00	0.60
				24600.00		24.60

POTENCIA INSTALADA = 24600.00 Watts
MAXIMA DEMANDA = 24.60 Kwatts

2. Capacidad de la corriente

$$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$$

Maxima demanda total = 24600.00 W
V : Tensión de Servicio = 380.00
k: Factor de fase = 1.73
›s O: Factor de Potencia = 1.00
Factor de reserva = 1.25

(IΔg) = 46.78 A

3. Seleccionamos conductor

3.1. Por Capacidad admisible de conductor NYY

NYY 50.00 mm2

3.2. Verificación por Caída de Tensión.

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) = 46.78
k2 = 1.73
y cu = 0.0175 Ω mm2/m
L = 160 m
Cos O: Factor de Potencia = 1
S = 50.00 mm2

(ΔV) = 4.53

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 2.50\ \%$$

1.19 < 2.5

TUBERIA 1" (MAX 4 CONDUCTORES)

I. CÁLCULO DE CIRCUITOS DERIVADOS

A. CÁLCULO DE CIRCUITO C1 (ALUMBRADO FAROLAS)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	5 salidas	120 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	5 salidas * 0.80	**1.58 A**

USAR CASO MAYOR: ***CASO B*** **2.19 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	30.00 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) = 2.19 A
k2 = 1.73
y cu = 0.02 Ω mm2/m
Cos O = 1.00
S = **2.50** mm2

(ΔV) = 0.80 V

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$	**MD =** 600 W **V =** 220.00 **k =** 1.73 **Cos O =** 0.90 **(IΔg) =** **1.75 A**	
Factor de reserva	125%	**2.19 A**

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\ \%$$

0.21 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SEL 15 mm = 1/2" = Maximo 6 conductores

B. CÁLCULO DE CIRCUITO C2 (ALUMBRADO REFLECTOR)

1. CAPACIDAD DE LA CORRIENTE ADMISIBLE

CASO A		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
Sección Máxima	5 salidas	6000 Watts
se trabaja al 80% de su capacidad para TW	5 salidas * 0.80	**63.16 A**

USAR CASO MAYOR:	***CASO B***	**63.38 A**

Longitud desde el centro de luz mas alejado del Tablero General =	80.00 m

$$(\Delta V) = \frac{K_2\,(I_{\Delta g})(\gamma_{cu})(L)(COS\emptyset)}{S}$$

(IΔg) =	63.38	A
k2 =	1.73	
y cu =	0.02	Ω mm2/m
Cos O =	1.00	
S =	**50.00**	mm2
(ΔV) =	3.07	V

CASO B		
Sección mínima	2.5 mm2 - TW	20A
$(I_{\Delta g}) = \frac{1.25(M_D)}{K_1(V)(COS\emptyset)}$	**MD =**	30000 W
	V =	380.00
	k =	1.73
	Cos O =	0.90
	(IΔg) =	**50.70 A**
Factor de reserva	125%	**63.38 A**

2. COMPROBACIÓN CAIDA DE TENSIÓN

$$\%(\Delta V) = \frac{\Delta V(100)}{V} \leq 1.50\,\%$$

1.40 < 1.50 %

TUBERIA PVC-SEL 15 mm = 1/2" = Maximo 6 conductores

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN**
Lugar : **LAMBAYEQUE-CHICLAYO-OYOTUN** Costo al : **06/06/2021**

Partida **01.01.01.01**
CONSTRUCCION DE ALMACEN Y CASETA DE GUARDIANIA DE TRILAY CON COBERTURA DE FIBRAFORTE
Rendimiento 4 **m2/DIA** Costo unitario directo por: Glb

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**29.77**
0101010003	OPERARIO	hh	0.6400	21.91	14.02	
0101010004	OFICIAL	hh	0.3200	17.55	5.62	
0101010005	PEON	hh	0.6400	15.83	10.13	
	Equipo					**4.47**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	5.0000	27.83	4.47	
	Materiales					**82.16**
0301120187	DRYWALL FIBROCEMENTO	m	0.3000	242.39	72.72	
0292040002	COBERTURA CON CALAMINA GALVANIZADA	m2	0.2000	47.21	9.44	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**116.39**

Partida **01.01.01.02**
CARTEL DE IDENTIFICACION DE OBRA 2.40x3.60 m (INC. GIGANTOGRAFIA)
Rendimiento **und/DIA** Costo unitario directo por: Glb

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**301.92**
0101010003	OPERARIO	hh	8.0000	21.91	175.28	
0101010005	PEON	hh	8.0000	15.83	126.64	
	Equipo					**9.06**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1.0000	301.92	9.06	
	Materiales					**275.56**
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N°8	kg	0.1000	2.52	0.25	
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2", 3"	kg	0.1500	3.80	0.57	
0238000000	HORMIGON	m3	0.3300	38.20	12.61	
0239050000	AGUA PUESTA EN OBRA	m3	0.0470	5.00	0.24	
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5kg)	bol	1.5000	20.34	30.51	
0245010001	MADERA TORNILLO	p2	4.1100	4.75	19.52	
30133000202	BANNER	und	1.0000	211.86	211.86	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**586.53**

Partida **01.01.02.01**
LIMPIEZA DEL TERRENO
Rendimiento 80 **m2/DIA** Costo unitario directo por: m2

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**3.77**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0100	28.08	0.28	
0101010004	OFICIAL	hh	0.1000	18.31	1.83	
0101010005	PEON	hh	0.1000	16.56	1.66	
	Equipo					**0.11**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1.0000	3.77	0.11	
1111	PISON MANUAL	HE	0.0001	7.30	0.00	
	Materiales					**0.52**
0202010005	CLAVOS DE 2 A 4	KG	0.0100	3.90	0.04	
0245010001	MADERA TORNILLO LARGA	P2	0.1600	3.00	0.48	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**4.40**

Partida **01.01.02.02**
ELIMINACION DE BASURA Y ELEMENTOS SUELTOS Y LIVIANOS

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN**
Lugar : **LAMBAYEQUE-CHICLAYO-OYOTUN** Costo al : **06/06/2021**

Rendimiento 80 **m3/DIA** Costo unitario directo por: m2

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**9.02**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0200	28.08	0.56	
0101010004	OFICIAL	hh	0.1000	18.31	1.83	
0101010005	PEON	hh	0.4000	16.56	6.62	
	Equipo					**30.98**
	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1.0000	9.02	0.27	
0301160001	CARG. FR. SOBRE LLANTAS 125-155HP2YD3	hm	0.1000	160.28	16.03	
	VOLQUETE 6X4 10 M3 330 HP	HM	0.1000	146.80	14.68	
	Materiales					**0.00**
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**40.00**

Partida **01.01.02.03**
ELIMINACION DE MALEZA Y ARBUSTOS DE FACIL EXTRACCIÓN CON MAQUINARIA

Rendimiento 80 **m3/DIA** Costo unitario directo por: m2

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**9.02**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0200	28.08	0.56	
0101010004	OFICIAL	hh	0.1000	18.31	1.83	
0101010005	PEON	hh	0.4000	16.56	6.62	
	Equipo					**30.98**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1.0000	9.02	0.27	
0301160001	CARG. FR. SOBRE LLANTAS 125-155HP2YD3	hm	0.1000	160.28	16.03	
	VOLQUETE 6X4 10 M3 330 HP	HM	0.1000	146.80	14.68	
	Materiales					**0.00**
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**40.00**

Partida **01.01.02.04**
MOVILIZACION DE CAMPAMENTO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS

Rendimiento **glb/DIA** **EQ:1.00** Costo unitario directo por: Glb

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Equipo					**2372.84**
855	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPOS	glb	1.0000	2372.84	2372.84	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**2372.84**

Partida **01.01.02.05**
TRAZOS NIVELES Y REPLANTEO

Rendimiento **m3/DIA** Costo unitario directo por: Glb

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**1.39**
0101010003	OPERARIO	hh	0.0200	21.91	0.44	
0101010005	PEON	hh	0.0600	15.83	0.95	
	Equipo					**0.15**
0349190001	TEODILITO	HM	0.0200	5.19	0.10	
0349190003	NIVEL	HM	0.0200	6.25	0.13	
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1.0000	1.39	0.04	
	Materiales					**0.29**
22422	YESO 20 kg	bol	0.0500	4.24	0.21	

0231040001	ESTACAS DE MADERA	und	0.0200	2.00	0.04	
0292010001	CORDEL	m	0.1900	0.20	0.04	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**1.82**

Partida **01.01.03.01**
ELABORACION, IMPLEMENTACION Y ADMINISTRACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO.
Rendimiento **m3/DIA** Costo unitario directo por: Glb

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Equipo					**16500.00**
855	ELABORACION, IMPLEMENTACION Y ADMINISTRAC	glb	1.0000	16500.00	16500.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**16500.00**

Partida **01.01.03.02**
EQUIPOS DE PROTECCION PERSONAL (EPP)
Rendimiento **glb/DIA** Costo unitario directo por: Glb

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Materiales					**7500.00**
	EQUIPOS DE PROTECCION PERSONAL (EPP)	GLB	50.0000	150.00	7500.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**7500.00**

Partida **01.01.03.03**
EQUIPOS DE PROTECCION COLECTIVA (EPC)
Rendimiento **m3/DIA** Costo unitario directo por: Glb

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Equipo					**17500.00**
855	EQUIPOS DE PROTECCION COLECTIVA (EPC)	glb	1.0000	17500.00	17500.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**17500.00**

Partida **01.01.03.04**
SEÑALIZACION TEMPORAL DE SEGURIDAD
Rendimiento **m3/DIA** Costo unitario directo por: Glb

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Equipo					**3500.00**
855	SEÑALIZACION TEMPORAL DE SEGURIDAD	glb	1.0000	3500.00	3500.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**3500.00**

Partida **01.01.03.05**
CAPACITACION EN SEGURIDAD Y SALUD
Rendimiento **m3/DIA** Costo unitario directo por: Glb

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Equipo					**12000.00**
855	CAPACITACION EN SEGURIDAD Y SALUD	glb	1.0000	12000.00	12000.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**12000.00**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN**
Lugar : **LAMBAYEQUE-CHICLAYO-OYOTUN** Costo al : **06/06/2021**

Partida **01.01.03.06**
RECURSOS PARA REPUESTAS ANTE EMERGENCIAS EN SEGURIDAD Y SALUD DURANTE EL TRABAJO
Rendimiento **m3/DIA** Costo unitario directo por: Glb

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Equipo					**15000.00**
855	RECURSOS PARA REPUESTAS ANTE EMERGENCIAS E	glb	1.0000	15000.00	15000.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**15000.00**

Partida **02.01.01**
NIVELACION DE TERRENO CON MAQUINARIA
Rendimiento **m2/DIA** Costo unitario directo por: m2

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**3.77**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0100	28.08	0.28	
0101010004	OFICIAL	hh	0.1000	18.31	1.83	
0101010005	PEON	hh	0.1000	16.56	1.66	
	Equipo					**0.11**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1.0000	3.77	0.11	
0349030004	PISON MANUAL	HE	0.0001	7.30	0.00	
	Materiales					**0.52**
0202010005	CLAVOS DE 2 A 4	KG	0.0100	3.90	0.04	
0245010001	MADERA TORNILLO LARGA	P2	0.1600	3.00	0.48	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**4.40**

Partida **02.01.02**
EXCAVACION CON MAQUINARIA SOBRE TERRENO ARCILLOSO (PROF. 0.00-1.00m)
Rendimiento 70 **m3/DIA** Costo unitario directo por: m3

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**26.72**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1143	28.08	3.21	
0101010004	OFICIAL	hh	0.4571	18.31	8.37	
0101010005	PEON	hh	0.9143	16.56	15.14	
	Equipo					**25.61**
030114000	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1.0000	26.72	0.80	
030114000	COMPRESORA DISEL 250-330 PCM 8 7 HP	hm	0.1143	53.20	6.08	
030114000	MARTILLO NEUMATICO 25-29 KG SIN PUNTA	hm	0.4571	12.20	5.58	
030114000	TRACTOR DE ORUGA 190-240	hm	0.0571	230.30	13.15	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**52.33**

Partida **02.01.03**
EXCAVACION CON MAQUINARIA SOBRE TERRENO ARCILLOSO (PROF. 1.00-2.00m)
Rendimiento 50 **m3/DIA** Costo unitario directo por: m3

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**26.72**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1143	28.08	3.21	
0101010004	OFICIAL	hh	0.4571	18.31	8.37	
0101010005	PEON	hh	0.9143	16.56	15.14	
	Equipo					**25.61**
	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1.0000	26.72	0.80	
	COMPRESORA DISEL 250-330 PCM 8 7 HP	hm	0.1143	53.20	6.08	

030114000	MARTILLO NEUMATICO 25-29 KG SIN PUNTA	hm	0.4571	12.20	5.58	
	TRACTOR DE ORUGA 190-240	hm	0.0571	230.30	13.15	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**52.33**

Partida **02.01.04**
RELLENO COMPACTADO MANUAL CON MATERIAL DE PROPIO
Rendimiento 6 **m3/DIA** Costo unitario directo por: m3

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**25.82**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1333	28.08	3.74	
0101010005	PEON	hh	1.3330	16.56	22.07	
	Equipo					**1.29**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	1%	5.0000		1.29	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**27.11**

Partida **02.01.05**
RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL CON MATERIAL DE PRESTAMO
Rendimiento 20 **m3/DIA** Costo unitario directo por: m3

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL s/.
	Mano de obra					**25.76**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1330	28.08	3.73	
0101010005	PEON	hh	1.3300	16.56	22.02	
	Equipo					**2.85**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	25.76	0.77	
0239000000	COMPACTADOR VIBRATORIA (TIPO PLANCHA) 4 HP	HM	0.1334	15.60	2.08	
	Materiales					**44.66**
0239050000	AGUA	M3	0.1200	7.60	0.91	
0349100007	MATERIAL AFIRMADO	M3	1.2500	35.00	43.75	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**73.28**

Partida **02.01.06**
ACARREO DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACIONES
Rendimiento **m3/DIA** Costo unitario directo por: m3

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**22.08**
0101010005	PEON	hh	1.3333	16.56	22.08	
	Equipo					**14.63**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1.0000	22.08	0.66	
	Materiales					**0.00**
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**36.70**

Partida **02.01.07**
ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/ CARGIO CON MAQUINARIA (DMAX=5KM)
Rendimiento 20 **m3/DIA** Costo unitario directo por: m3

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**27.62**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0400	28.08	1.12	
0101010005	PEON	hh	1.6000	16.56	26.50	
	Equipo					**36.76**

855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	1%	1.0000	27.62	0.28	
355	CAMION VOLQUETE 4X12 140HP-4M3	HM	0.4000	91.20	36.48	
	Materiales					**0.00**
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**64.38**

Partida **02.02.01**
CIMIENTO CORRIDO CONCRETO CICLOPEO C:H 1:10 + 30% P.G. (TMAX=10")
Rendimiento **m3/DIA** Costo unitario directo por: m3

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**42.44**
0101010003	OPERARIO	hh	0.2667	23.17	6.18	
0101010004	OFICIAL	hh	0.5333	18.31	9.76	
0101010005	PEON	hh	1.6000	16.56	26.50	
	Equipo					**9.27**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1.0000	42.44	1.27	
0349100007	MEZCLARADORA DE TROMPO 9 P3 (8HP)	HM	0.2667	30.00	8.00	
	Materiales					**149.08**
0205020021	PIEDRA GRANDE DE 6" MAX	M3	0.5000	53.10	26.55	
0238000000	HORMIGON	M3	0.8700	53.10	46.20	
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO MS	BOL	3.0450	25.00	76.13	
0239050000	AGUA	M3	0.1050	2.00	0.21	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**200.80**

Partida **02.02.02**
SOLADO, CONCRETO F'C=100 KG/CM2, E=0.10m
Rendimiento **m3/DIA** Costo unitario directo por: m2

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**6.63**
0101010003	OPERARIO	hh	0.0889	23.17	2.06	
0101010004	OFICIAL	hh	0.0889	18.31	1.63	
0101010005	PEON	hh	0.1778	16.56	2.94	
	Equipo					**2.87**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1.0000	6.63	0.20	
0349100007	MEZCLARADORA DE TROMPO 9 P3 (8HP)	HM	0.0889	30.00	2.67	
	Materiales					**33.46**
0238000000	HORMIGON	M3	0.1750	53.10	9.29	
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO MS	BOL	0.9500	25.00	23.75	
0239050000	AGUA	M3	0.2100	2.00	0.42	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**42.96**

Partida **02.02.03.01**
CONCRETO CICLOPEO C:H 1:8 + 25%PM (TMAX04") PARA SOBRECIMIENTOS SIMPLES
Rendimiento **10m3/DIA** Costo unitario directo por: m3

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**172.35**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0800	28.08	2.25	
0101010003	OPERARIO	hh	1.6000	23.17	37.07	
0101010004	OFICIAL	hh	1.6000	18.31	29.30	
0101010005	PEON	hh	6.4000	16.56	105.98	
	Equipo					**5.17**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN**
Lugar : **LAMBAYEQUE-CHICLAYO-OYOTUN** Costo al : **06/06/2021**

855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1.0000	172.35	5.17	
	Materiales					**141.25**
0238000000	HORMIGON	M3	1.1300	38.14	43.10	
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO MS	BOL	4.9900	19.41	96.86	
0239050000	AGUA	M3	0.1700	7.60	1.29	
0205020021	PIEDRA GRANDE					
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**318.77**

Partida **02.02.03.02**
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTOS SIMPLES
Rendimiento **16 m2/DIA** Costo unitario directo por: m2

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**20.74**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0500	28.08	1.40	
0101010003	OPERARIO	hh	0.5000	23.17	11.59	
0101010004	OFICIAL	hh	0.5000	18.31	9.16	
	Equipo					**0.62**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1.0000	20.74	0.62	
	Materiales					**9.99**
0202000008	ALAMBRE NEGRO #8	KG	0.3000	6.36	1.91	
0202010005	CLAVOS DE 2 A 4	KG	0.3300	4.66	1.54	
0245010001	MADERA TORNILLO LARGA	P2	2.1800	3.00	6.54	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**31.35**

Partida **02.02.04**
FALSO PISO, CONCRETO MEZCLA C:H 1:8, E=0.10m
Rendimiento **16 m2/DIA** Costo unitario directo por: m2

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**9.10**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0133	28.08	0.37	
0101010003	OPERARIO	hh	0.1333	23.17	3.09	
0101010004	OFICIAL	hh	0.0667	18.31	1.22	
0101010005	PEON	hh	0.2667	16.56	4.42	
	Equipo					**0.27**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1.0000	9.10	0.27	
	Materiales					**17.61**
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO 1	BOL	0.5313	19.47	10.34	
0238000000	HORMIGON	M3	0.1203	60.00	7.22	
0239050000	AGUA	M3	0.0102	5.00	0.05	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**26.99**

Partida **02.03.01.01**
CONCRETO F'C=210KGF/CM2 PARA ZAPATAS
Rendimiento 22 **m3/DIA** Costo unitario directo por: m3

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**90.58**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0727	28.08	2.04	
0101010004	OFICIAL	HH	0.3636	18.31	6.66	
0101010004	OPERADOR	HH	0.7273	23.17	16.85	
0101010003	OPERARIO	HH	0.7273	23.17	16.85	
0101010005	PEON	HH	2.9091	16.56	48.17	
	Equipo					**18.45**

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN**
Lugar : **LAMBAYEQUE-CHICLAYO-OYOTUN** Costo al : **06/06/2021**

855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	90.5767	2.72	
0349100007	MEZCLARADORA DE TROMPO 9 P3 (8HP)	HM	0.3636	31.50	11.45	
0301290001	VIBRADOR DE CONCRETO GASOLINA 5 HP	HM	0.3636	11.76	4.28	
	Materiales					**278.75**
0205010004	ARENA GRUESA	M3	0.4600	29.66	13.64	
0239050000	ACEITE M.300	GLN	0.0040	49.51	0.20	
0239050000	AGUA	M3	0.1900	7.60	1.44	
0205020021	PIEDRA CHANCADA DE 1/2	M3	0.5900	55.08	32.50	
0239050000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (B: 42.50)	BLS	11.8200	19.41	229.43	
030114000	GASOLINA 84 OCTANOS	GLN	0.1800	8.40	1.51	
0239050000	GRASA POTE 200 GR.	UN	0.0080	4.19	0.03	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**387.78**

Partida **02.03.01.02**
ACERO CORRUGADO G"60 FY=4200 KGF/CM2 PARA ZAPATAS
Rendimiento **180** KG/D Costo unitario directo por: kg

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**1.31**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0030	28.08	0.08	
0101010004	OFICIAL	HH	0.0296	18.31	0.54	
0101010003	OPERARIO	HH	0.0296	23.17	0.69	
	Equipo					**0.04**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	0.0394	0.04	
	Materiales					**2.86**
0202000008	ALAMBRE NEGRO #8	KG	0.0300	6.36	0.19	
0231040001	FIERRO CORRUGADO PROMEDIO	KG	1.0700	2.49	2.66	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**4.21**

Partida **02.03.02.01**
CONCRETO F'C=210KGF/CM2 PARA VIGAS DE CIMENTACION
Rendimiento 18 **m3/DIA** Costo unitario directo por: m3

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**110.71**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0889	28.08	2.50	
0101010004	OFICIAL	HH	0.4444	18.31	8.14	
0101010003	OPERADOR	HH	0.8889	23.17	20.60	
0101010003	OPERARIO	HH	0.8889	23.17	20.60	
0101010005	PEON	HH	3.5556	16.56	58.88	
	Equipo					**3.32**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	110.7056	3.32	
0349100007	MEZCLARADORA DE TROMPO 9 P3 (8HP)	HM	0.4444	31.50	14.00	
0301290001	VIBRADOR DE CONCRETO GASOLINA 5 HP	HM	0.4444	11.76	5.23	
	Materiales					**244.23**
0205010004	ARENA GRUESA	M3	0.4700	29.66	13.94	
0205010004	ACEITE M.300	GLN	0.0080	49.51	0.40	
0239050000	AGUA	M3	0.1890	7.60	1.44	
0205020021	PIEDRA CHANCADA DE 1/2	M3	0.6100	55.08	33.60	
0205020021	CEMENTO PORTLAND TIPO I (B: 42.50)	BLS	9.8800	19.41	191.77	
030114000	GASOLINA 84 OCTANOS	GLN	0.3600	8.40	3.02	
030114000	GRASA POTE 200 GR.	UN	0.0160	4.19	0.07	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**358.26**

Partida **02.03.02.02**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN**
Lugar : **LAMBAYEQUE-CHICLAYO-OYOTUN** Costo al : **06/06/2021**

ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA VIGAS DE CIMENTACION

Rendimiento 8 **m2/DIA** Costo unitario directo por: m2

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**39.37**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0889	28.08	2.50	
0101010004	OFICIAL	HH	0.8889	18.31	16.28	
0101010003	OPERARIO	HH	0.8889	23.17	20.60	
	Equipo					**1.18**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	39.3679	1.18	
	Materiales					**19.02**
0202010005	CLAVOS DE 2 A 4	KG	0.1500	4.66	0.70	
0202000008	ALAMBRE NEGRO #8	KG	0.3000	6.36	1.91	
0245010001	MADERA TORNILLO LARGA	P2	5.4700	3.00	16.41	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**59.57**

Partida **02.03.02.03**

ACERO CORRUGADO G"60 FY=4200KGF/CM2 PARA VIGAS DE CIMENTACION

Rendimiento **180** KG/D Costo unitario directo por: kg

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**2.09**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0089	28.08	0.25	
0101010004	OFICIAL	HH	0.0444	18.31	0.81	
0101010003	OPERARIO	HH	0.0444	23.17	1.03	
	Equipo					**0.10**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	0.0627	0.06	
3013300302	CIZALLA FE CONSTRUCCION MANUAL HASTA 1"	HM	0.0230	1.55	0.04	
	Materiales					**2.83**
0202000008	ALAMBRE NEGRO #8	KG	0.0500	6.36	0.32	
0231040001	FIERRO CORRUGADO PROMEDIO	KG	1.0100	2.49	2.51	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**5.02**

Partida **02.03.03.01**

CONCRETO F'C=210KGF/CM2 PARA COLUMNAS

Rendimiento 9 **m3/DIA** Costo unitario directo por: m3

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**280.29**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.1778	28.08	4.99	
0101010004	OFICIAL	HH	0.8889	18.31	16.28	
0101010004	OPERADOR	HH	1.7778	23.17	41.19	
0101010003	OPERARIO	HH	1.7778	23.17	41.19	
0101010005	PEON	HH	10.6667	16.56	176.64	
	Equipo					**46.86**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	280.2922	8.41	
0349100007	MEZCLARADORA DE TROMPO 9 P3 (8HP)	HM	0.8889	31.50	28.00	
0301290001	VIBRADOR DE CONCRETO GASOLINA 5 HP	HM	0.8889	11.76	10.45	
	Materiales					**244.24**
0205010004	ARENA GRUESA	M3	0.4700	29.66	13.94	
0239050000	ACEITE M.300	GLN	0.0080	49.51	0.40	
0239050000	AGUA	M3	0.1890	7.60	1.44	
0205020021	PIEDRA CHANCADA DE 1/2	M3	0.6100	55.08	33.60	
030114000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (B: 42.50)	BLS	9.8800	19.41	191.77	
030114000	GASOLINA 84 OCTANOS	GLN	0.3600	8.40	3.02	
030114000	GRASA POTE 200 GR.	UN	0.0180	4.19	0.08	

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN**
Lugar : **LAMBAYEQUE-CHICLAYO-OYOTUN** Costo al : **06/06/2021**

TOTAL DE LA PARTIDA = **571.40**

Partida **02.03.03.02**
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA COLUMNAS
Rendimiento 10 **m2/DIA** Costo unitario directo por: m2

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**35.43**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0800	28.08	2.25	
0101010004	OFICIAL	HH	0.8000	18.31	14.65	
0101010003	OPERARIO	HH	0.8000	23.17	18.54	
	Equipo					**1.06**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	35.4304	1.06	
	Materiales					**18.83**
0202010005	CLAVOS DE 2 A 4	KG	0.3100	4.66	1.44	
0202000008	ALAMBRE NEGRO #8	KG	0.3000	6.36	1.91	
0245010001	MADERA TORNILLO LARGA	P2	5.1600	3.00	15.48	

TOTAL DE LA PARTIDA = **55.33**

Partida **02.03.03.03**
ACERO CORRUGADO G"60 FY=4200KGF/CM2 PARA COLUMNAS
Rendimiento **280** KG/D Costo unitario directo por: kg

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**1.27**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0029	28.08	0.08	
0101010004	OFICIAL	HH	0.0286	18.31	0.52	
0101010003	OPERARIO	HH	0.0286	23.17	0.66	
	Equipo					**0.08**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	0.0380	0.04	
3013300302	CIZALLA FE CONSTRUCCION MANUAL HASTA 1"	HM	0.0286	1.55	0.04	
	Materiales					**2.93**
0202000008	ALAMBRE NEGRO #8	KG	0.0500	6.36	0.32	
0231040001	FIERRO CORRUGADO PROMEDIO	KG	1.0500	2.49	2.61	

TOTAL DE LA PARTIDA = **4.28**

Partida **02.03.04.01**
CONCRETO F'C=210 KGF/CM2 PARA VIGAS
Rendimiento 18 **m3/DIA** Costo unitario directo por: m3

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**125.42**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0889	28.08	2.50	
0101010004	OFICIAL	HH	0.4444	18.31	8.14	
0101010004	OPERADOR	HH	0.8889	23.17	20.60	
0101010003	OPERARIO	HH	0.8889	23.17	20.60	
0101010005	PEON	HH	4.4444	16.56	73.60	
	Equipo					**22.99**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	125.4242	3.76	
0349100007	MEZCLARADORA DE TROMPO 9 P3 (8HP)	HM	0.4444	31.50	14.00	
0301290001	VIBRADOR DE CONCRETO GASOLINA 5 HP	HM	0.4444	11.76	5.23	
	Materiales					**242.72**
0205010004	ARENA GRUESA	M3	0.4700	29.66	13.94	
0239050000	ACEITE M.300	GLN	0.0050	49.51	0.25	

0239050000	AGUA	M3	0.1890	7.60	1.44	
0205020021	PIEDRA CHANCADA DE 1/2	M3	0.6100	55.08	33.60	
030114000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (B: 42.50)	BLS	9.8800	19.41	191.77	
030114000	GASOLINA 84 OCTANOS	GLN	0.2000	8.40	1.68	
030114000	GRASA POTE 200 GR.	UN	0.0100	4.19	0.04	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**391.13**

Partida **02.03.04.02**
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA VIGAS
Rendimiento 10 **m2/DIA** Costo unitario directo por: 0.00

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**39.37**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0889	28.08	2.50	
0101010004	OFICIAL	HH	0.8889	18.31	16.28	
0101010003	OPERARIO	HH	0.8889	23.17	20.60	
	Equipo					**1.18**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	39.3679	1.18	
	Materiales					**22.64**
0202010005	CLAVOS DE 2 A 4	KG	0.2100	4.66	0.98	
0202000008	ALAMBRE NEGRO #8	KG	0.2400	6.36	1.53	
0245010001	MADERA TORNILLO LARGA	P2	6.7100	3.00	20.13	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**63.18**

Partida **02.03.04.03**
ACERO CORRUGADO G"60 FY=4200KGF/CM2 PARA VIGAS
Rendimiento **280** KG/D Costo unitario directo por: kg

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**1.27**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0029	28.08	0.08	
0101010004	OFICIAL	HH	0.0286	18.31	0.52	
0101010003	OPERARIO	HH	0.0286	23.17	0.66	
	Equipo					**0.08**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	0.0380	0.04	
3013300302	CIZALLA FE CONSTRUCCION MANUAL HASTA 1"	HM	0.0286	1.55	0.04	
	Materiales					**3.17**
0202000008	ALAMBRE NEGRO #8	KG	0.0800	6.36	0.51	
0231040001	FIERRO CORRUGADO PROMEDIO	KG	1.0700	2.49	2.66	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**4.52**

Partida **02.03.05.01**
CONCRETO F'C=210KGF/CM2 PARA LOSAS ALIGERADAS
Rendimiento 23 **m3/DIA** Costo unitario directo por: m3

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**125.08**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.1043	28.08	2.93	
0101010004	OFICIAL	HH	0.6957	18.31	12.74	
	OPERADOR	HH	0.6957	23.17	16.12	
0101010003	OPERARIO	HH	1.0435	23.17	24.18	
0101010005	PEON	HH	4.1739	16.56	69.12	
	Equipo					**18.80**
	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	125.0841	3.75	

0349100007	MEZCLARADORA DE TROMPO 9 P3 (8HP)	HM	0.3478	31.50	10.96	
0301290001	VIBRADOR DE CONCRETO GASOLINA 5 HP	HM	0.3478	11.76	4.09	
	Materiales					**242.49**
0205010004	ARENA GRUESA	M3	0.4700	29.66	13.94	
	ACEITE M.300	GLN	0.0040	49.51	0.20	
0239050000	AGUA	M3	0.1890	7.60	1.44	
0205020021	PIEDRA CHANCADA DE 1/2	M3	0.6100	55.08	33.60	
	CEMENTO PORTLAND TIPO I (B: 42.50)	BLS	9.8800	19.41	191.77	
030114000	GASOLINA 84 OCTANOS	GLN	0.1800	8.40	1.51	
	GRASA POTE 200 GR.	UN	0.0080	4.19	0.03	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**386.37**

Partida **02.03.05.02**
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSAS ALIGERADAS
Rendimiento 15 **m2/DIA** Costo unitario directo por: m2

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**23.62**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0533	28.08	1.50	
0101010004	OFICIAL	HH	0.5333	18.31	9.76	
0101010003	OPERARIO	HH	0.5333	23.17	12.36	
	Equipo					**0.71**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	23.6188	0.71	
	Materiales					**11.76**
0202010005	CLAVOS DE 2 A 4	KG	0.1000	4.66	0.47	
0202000008	ALAMBRE NEGRO #8	KG	0.1100	6.36	0.70	
0245010001	MADERA TORNILLO LARGA	P2	3.5300	3.00	10.59	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**36.08**

Partida **02.03.05.03**
LADRILLO TECHO MAQUINADO 8 H 0.30x0.30x0.15 m
Rendimiento 1700 **und/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**0.91**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0005	28.08	0.01	
0101010004	OFICIAL	hh	0.0047	18.31	0.09	
0101010003	OPERARIO	hh	0.0047	23.17	0.11	
0101010005	PEON	hh	0.0424	16.56	0.70	
	Equipo					**0.05**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	1%	5.0000		0.05	
	Materiales					**2.21**
0101010003	LADR. ARCILLA HUECO 8H 0.30X0.30X0.15M	UN	1.0500	2.10	2.21	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**3.16**

Partida **02.03.05.04**
ACERO CORRUGADO G"60 FY=4200KGF/CM2 PARA LOSAS ALIGERADAS
Rendimiento **280** KG/D Costo unitario directo por: kg

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**1.27**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0029	28.08	0.08	
0101010004	OFICIAL	HH	0.0286	18.31	0.52	
0101010003	OPERARIO	HH	0.0286	23.17	0.66	
	Equipo					**0.06**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN**
Lugar : **LAMBAYEQUE-CHICLAYO-OYOTUN** Costo al : **06/06/2021**

855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	0.0380	0.04	
3013300302	CIZALLA FE CONSTRUCCION MANUAL HASTA 1"	HM	0.0143	1.55	0.02	
	Materiales					**2.88**
0202000008	ALAMBRE NEGRO #8	KG	0.0500	6.36	0.32	
0231040001	FIERRO CORRUGADO PROMEDIO	KG	1.0300	2.49	2.56	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**4.21**

Partida **02.03.06.01**
CONCRETO F'C=210KGF/CM2 PARA LOSAS DEPORTIVAS
Rendimiento 30 **m3/DIA** Costo unitario directo por: m3

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**120.79**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.1004	28.08	2.82	
0101010004	OFICIAL	HH	0.6957	18.31	12.74	
	OPERADOR	HH	0.6957	23.17	16.12	
0101010003	OPERARIO	HH	0.9800	23.17	22.71	
0101010005	PEON	HH	4.0100	16.56	66.41	
	Equipo					**18.67**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	120.7891	3.62	
0349100007	MEZCLARADORA DE TROMPO 9 P3 (8HP)	HM	0.3478	31.50	10.96	
0301290001	VIBRADOR DE CONCRETO GASOLINA 5 HP	HM	0.3478	11.76	4.09	
	Materiales					**242.49**
0205010004	ARENA GRUESA	M3	0.4700	29.66	13.94	
	ACEITE M.300	GLN	0.0040	49.51	0.20	
0239050000	AGUA	M3	0.1890	7.60	1.44	
0205020021	PIEDRA CHANCADA DE 1/2	M3	0.6100	55.08	33.60	
	CEMENTO PORTLAND TIPO I (B: 42.50)	BLS	9.8800	19.41	191.77	
030114000	GASOLINA 84 OCTANOS	GLN	0.1800	8.40	1.51	
	GRASA POTE 200 GR.	UN	0.0080	4.19	0.03	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**381.95**

Partida **02.03.06.02**
CONFORMACION Y COMPACTACION DE BASE CON AFIRMADO (E=15CM)
Rendimiento **20** **m3/DIA** Costo unitario directo por: m2

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**1.87**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0144	28.08	0.40	
0101010003	OPERARIO	HH	0.0144	23.17	0.33	
0101010005	PEON	HH	0.0686	16.56	1.14	
	Equipo					**0.51**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	1.8740	0.06	
	RODIL LISO VIBRAT. AUTP10-12TN-101-135HP	HM	0.0144	31.50	0.45	
	Materiales					**0.76**
0239050000	AGUA	M3	0.1000	7.60	0.76	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**3.14**

Partida **02.03.06.03**
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSAS DEPORTIVAS (H=15CM)
Rendimiento 15 **m2/DIA** Costo unitario directo por: m

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**23.62**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0533	28.08	1.50	

0101010004	OFICIAL	HH	0.5333	18.31	9.76	
0101010003	OPERARIO	HH	0.5333	23.17	12.36	
	Equipo					**0.71**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	23.6188	0.71	
	Materiales					**11.76**
0202010005	CLAVOS DE 2 A 4	KG	0.1000	4.66	0.47	
0202000008	ALAMBRE NEGRO #8	KG	0.1100	6.36	0.70	
0245010001	MADERA TORNILLO LARGA	P2	3.5300	3.00	10.59	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**36.08**

Partida **02.03.07.01**
HABILITACIÓN Y FABRICACIÓN DE PÓRTICO METÁLICO TIPO 1
Rendimiento 12 **m/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**28.86**
0101010004	OFICIAL	HH	0.6957	18.31	12.74	
0101010003	OPERARIO	HH	0.6957	23.17	16.12	
	Equipo					**13.98**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	28.8576	0.87	
0301120002	EQUIPO DE PINTURA	HM	0.8333	2.50	2.08	
0301330010	EQUIPO PARA SOLDAR	HM	0.8333	4.24	3.53	
3013300002	CIZALLA ELECTRICA DE FIERRO	HM	0.8333	9.00	7.50	
	Materiales					**603.29**
0204310002	Plancha LAC ASTM A36 2.9x1200x2400mm.	und	0.0538	140.00	7.53	
0204310000	Tubo LAC Redondo ASTM A500 D=3"	M	3.1500	32.50	102.38	
0204310001	Tubo LAC Redondo ASTM A500 D=3/4"	M	3.3000	8.50	28.05	
0204310003	Tubo LAC Redondo ASTM A500 D=1 1/2"	M	28.8100	15.50	446.56	
0229550097	SOLDADURA	KG	1.0000	11.00	11.00	
0239020076	LIJA PARA FIERRO	UND	1.0000	2.12	2.12	
0254030029	PINTURA ESMALTE	GAL	0.1200	47.12	5.65	
0254060000	PINTURA ANTICORROSIVA ZINCROMATO	GAL	0.0200	46.53	0.93	
0253030027	THINNER	GAL	0.1866	7.20	1.34	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**646.13**

Partida **02.03.07.02**
HABILITACIÓN Y FABRICACIÓN DE CERCHA TRANSVERSAL
Rendimiento 11.5 **m/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**28.86**
0101010004	OFICIAL	HH	0.6957	18.31	12.74	
0101010003	OPERARIO	HH	0.6957	23.17	16.12	
	Equipo					**13.98**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	28.8576	0.87	
0301120002	EQUIPO DE PINTURA	HM	0.8333	2.50	2.08	
0301330010	EQUIPO PARA SOLDAR	HM	0.8333	4.24	3.53	
3013300002	CIZALLA ELECTRICA DE FIERRO	HM	0.8333	9.00	7.50	
	Materiales					**259.23**
	Plancha LAC ASTM A36 2.9x1200x2400mm.	und	0.0538	140.00	7.53	
	Tubo LAC Redondo ASTM A500 D=1"	M	19.3000	12.50	241.25	
0229550097	SOLDADURA	KG	0.5000	11.00	5.50	
0239020076	LIJA PARA FIERRO	UND	1.0000	2.12	2.12	
0254030029	PINTURA ESMALTE	GAL	0.0600	47.12	2.83	
0254060000	PINTURA ANTICORROSIVA ZINCROMATO	GAL	0.0200	46.53	0.93	
0253030027	THINNER	GAL	0.1866	7.20	1.34	

	TOTAL DE LA PARTIDA =					**302.07**

Partida **02.03.07.03**
HABILITACIÓN Y FABRICACIÓN DE COLUMNAS PERIMETRALES
Rendimiento 12 **m/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**28.86**
0101010004	OFICIAL	HH	0.6957	18.31	12.74	
0101010003	OPERARIO	HH	0.6957	23.17	16.12	
	Equipo					**13.98**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	28.8576	0.87	
0301120002	EQUIPO DE PINTURA	HM	0.8333	2.50	2.08	
0301330010	EQUIPO PARA SOLDAR	HM	0.8333	4.24	3.53	
3013300002	CIZALLA ELECTRICA DE FIERRO	HM	0.8333	9.00	7.50	
	Materiales					**289.95**
	Plancha LAC ASTM A36 3.0x1200x2400mm.	und	1.6587	150.00	248.81	
0229550097	SOLDADURA	KG	0.5000	11.00	5.50	
0239020076	LIJA PARA FIERRO	UND	1.0000	2.12	2.12	
0254030029	PINTURA ESMALTE	GAL	0.1200	47.12	5.65	
0254060000	PINTURA ANTICORROSIVA ZINCROMATO	GAL	0.0200	46.53	0.93	
0253030027	THINNER	GAL	0.1866	7.20	1.34	
0202510099	Pernos Hexagonales ASTM A325 1/2" x 1 1/4" con t	und	4.0000	6.40	25.60	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**332.79**

Partida **02.03.07.04**
HABILITACIÓN Y FABRICACIÓN DE COLUMNA CENTRAL
Rendimiento 12 **m/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**28.86**
0101010004	OFICIAL	HH	0.6957	18.31	12.74	
0101010003	OPERARIO	HH	0.6957	23.17	16.12	
	Equipo					**13.98**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	28.8576	0.87	
0301120002	EQUIPO DE PINTURA	HM	0.8333	2.50	2.08	
0301330010	EQUIPO PARA SOLDAR	HM	0.8333	4.24	3.53	
3013300002	CIZALLA ELECTRICA DE FIERRO	HM	0.8333	9.00	7.50	
	Materiales					**632.98**
	Plancha LAC ASTM A36 6.0x1200x2400mm.	und	3.8713	150.00	580.70	
0229550097	SOLDADURA	KG	0.6000	11.00	6.60	
0239020076	LIJA PARA FIERRO	UND	2.0000	2.12	4.24	
0254030029	PINTURA ESMALTE	GAL	0.2400	47.12	11.31	
0254060000	PINTURA ANTICORROSIVA ZINCROMATO	GAL	0.0400	46.53	1.86	
0253030027	THINNER	GAL	0.3712	7.20	2.67	
0202510099	Pernos Hexagonales ASTM A325 1/2" x 1 1/4" con t	und	4.0000	6.40	25.60	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**675.82**

Partida **02.03.07.05**
HABILITACIÓN Y FABRICACIÓN DE CABLES
Rendimiento 12 **m/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**165.92**
0101010004	OFICIAL	HH	4.0000	18.31	73.24	

0101010003	OPERARIO	HH	4.0000	23.17	92.68	
	Equipo					**405.24**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	165.9200	4.98	
0349340002	GRUA	HM	2.0000	200.00	400.00	
0301340001	ANDAMIO METALICO	HM	0.2500	1.06	0.27	
	Materiales					**2186.28**
0230020101	Cable de Acero tipo BOA 1/4"	M	101.0400	2.00	202.08	
0204250009	Guardacabo para cable 1/4"	UND	16	2.40	38.40	
0204250010	Templador Ojo y Gancho 3/8"x6"	UND	8.0000	10.45	83.60	
0204250007	GRAPA PARA CABLE DE ACERO DE 1/4"	UND	16	1.15	18.40	
0230020101	Cable de Acero tipo BOA 1/4"	M	85.6000	2.00	171.20	
0204250009	Guardacabo para cable 1/4"	UND	16	2.40	38.40	
0204250010	Templador Ojo y Gancho 3/8"x6"	UND	8.0000	10.45	83.60	
0204250007	GRAPA PARA CABLE DE ACERO DE 1/4"	UND	16.0000	1.15	18.40	
0230020100	Cable de Acero tipo BOA 3/8"	M	90.4000	4.50	406.80	
0204250008	Guardacabo para cable 3/8"	UND	32	2.80	89.60	
0204250011	Templador Ojo y Gancho 1/2"x9"	UND	16.0000	13.40	214.40	
0204250006	GRAPA PARA CABLE DE ACERO DE 3/8"	UND	32.0000	1.45	46.40	
0230020099	Cable de Acero tipo BOA 5/8"	M	43.6000	12.50	545.00	
0204250007	Guardacabo para cable 5/8"	UND	16	3.70	59.20	
0204250009	Templador Ojo y Gancho 5/8"x9"	UND	8.0000	15.80	126.40	
0204250005	GRAPA PARA CABLE DE ACERO DE 5/8"	UND	24.0000	1.85	44.40	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**2757.44**

Partida **02.03.07.06**
IZAJE E INSTALACIÓN DE PORTICO METALICO TIPO I
Rendimiento 12 **m/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**331.84**
0101010004	OFICIAL	HH	8.0000	18.31	146.48	
0101010003	OPERARIO	HH	8.0000	23.17	185.36	
	Equipo					**810.22**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	331.8400	9.96	
0349340002	GRUA	HM	4.0000	200.00	800.00	
0301340001	ANDAMIO METALICO	HM	0.2500	1.06	0.27	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**1142.06**

Partida **02.03.07.07**
IZAJE E INSTALACIÓN DE COLUMNA CENTRAL
Rendimiento 12 **m/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**331.84**
0101010004	OFICIAL	HH	8.0000	18.31	146.48	
0101010003	OPERARIO	HH	8.0000	23.17	185.36	
	Equipo					**810.22**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	331.8400	9.96	
0349340002	GRUA	HM	4.0000	200.00	800.00	
0301340001	ANDAMIO METALICO	HM	0.2500	1.06	0.27	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**1142.06**

Partida **02.03.07.08**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN**
Lugar : **LAMBAYEQUE-CHICLAYO-OYOTUN** Costo al : **06/06/2021**

INSTALACIÓN DE CABLES BOA

Rendimiento 12 **m/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**331.84**
0101010004	OFICIAL	HH	8.0000	18.31	146.48	
0101010003	OPERARIO	HH	8.0000	23.17	185.36	
	Equipo					**210.49**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	331.8400	9.96	
0349340002	GRUA	HM	1.0000	200.00	200.00	
0301340001	ANDAMIO METALICO	HM	0.5000	1.06	0.53	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**542.33**

Partida **02.03.08.01**

INSTALACION DE MEMBRANA PRECONTRAINT FERRARI 502

Rendimiento 12 **m/DIA** Costo unitario directo por: m2

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	SUBCONTRATOS					**32.70**
0400010002	SC INSTLACIÓN DE MEMBRANA TEXTIL	1.00	1.0000	32.70	32.70	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**32.70**

Partida **03.01.01**

MUROS DE LADRILLO DE ARCILLA KK MAQUINADO 18H (0.23 *0.12 *0.09), APAREJO DE SOGA

Rendimiento 12 **m/DIA** Costo unitario directo por: m2

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**331.84**
0101010005	PEON	HH	8.0000	18.31	146.48	
0101010003	OPERARIO	HH	8.0000	23.17	185.36	
	Equipo					**9.96**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	331.8400	9.96	
	Materiales					**35.17**
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	KG	0.0220	3.80	0.08	
0205010004	ARENA GRUESA	M3	0.0629	29.60	1.86	
0239050000	AGUA PUESTA EN OBRA	M3	0.0201	7.60	0.15	
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	BOL	0.4056	19.41	7.87	
0217000028	LADRILLO KK 18 HUECOS 9X12X23	UND	36.0000	0.70	25.20	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**367.01**

Partida **03.02.01**

TARRAJEO MUROS C/MORTERO C:A 1:4 E=1.5 CM

Rendimiento 12 **m/DIA** Costo unitario directo por: m2

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**13.57**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0100	28.08	0.28	
0101010005	PEON	HH	0.4444	18.31	8.14	
0101010003	OPERARIO	HH	0.2222	23.17	5.15	
	Equipo					**0.41**

855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	13.5661	0.41	
	Materiales					**5.46**
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	KG	0.0220	2.75	0.06	
0204000000	ARENA FINA	M3	0.0150	39.95	0.60	
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	BOL	0.1300	19.47	2.53	
0239050000	AGUA PUESTA EN OBRA	M3	0.0040	5.00	0.02	
0245010001	MADERA TORNILLO CEPILLADA	P2	0.4340	5.00	2.17	
0243160054	REGLA DE LUMINIO 1"X4"X8"	UND	0.0010	75.00	0.08	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**19.02**

Partida **03.03.01**
CONTRAZOCALOS CERMICOS 0.3*0.3 M (H=0.15M)
Rendimiento 20 **m/DIA** Costo unitario directo por: m

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**14.05**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0400	28.08	1.12	
0101010005	PEON	HH	0.2000	18.31	3.66	
0101010003	OPERARIO	HH	0.4000	23.17	9.27	
	Equipo					**0.42**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	14.0532	0.42	
	Materiales					**12.42**
	CONTRAZOCALO CERAMICO 30X10 CM	M	1.0500	8.32	8.74	
0230460015	PEGAMENTO PARA LOSETAS Y CERAMICAS	UND	0.2000	13.50	2.70	
0230510101	FRAGUA DE CERAMICA	KG	0.2000	4.80	0.96	
0239050000	AGUA	M3	0.0040	5.00	0.02	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**26.89**

Partida **03.04.01**
CONTRAPISO MORTERO MEZCLA C:A 1:3 E=3CM
Rendimiento 100 **m/DIA** Costo unitario directo por: m2

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**15.65**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0080	28.08	0.22	
0101010005	PEON	HH	0.6400	18.31	11.72	
0101010003	OPERARIO	HH	0.1600	23.17	3.71	
	Equipo					**2.87**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	15.6502	0.47	
0349100007	MEZCLARADORA DE TROMPO 9 P3 (8HP)	HM	0.0800	30.00	2.40	
	Materiales					**7.08**
0205010004	ARENA GRUESA	M3	0.0400	29.60	1.18	
0239050000	AGUA PUESTA EN OBRA	M3	0.0100	7.60	0.08	
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	BOL	0.3000	19.41	5.82	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**25.60**

Partida **03.04.02**
PISO CERAMICO 0.30*0.30 M TRANSITO MEDIO
Rendimiento 100 **m/DIA** Costo unitario directo por: m2

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**26.08**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0080	28.08	0.22	
0101010005	PEON	HH	0.4000	18.31	7.32	

0101010003	OPERARIO	HH	0.8000	23.17	18.54	
	Equipo					**0.78**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	26.0846	0.78	
	Materiales					**30.56**
0230460015	PEGAMENTO PARA LOSETAS Y CERAMICAS	UND	0.2000	13.50	2.70	
0230510101	FRAGUA DE CERAMICA	KG	0.2000	4.80	0.96	
0239050000	AGUA	M3	0.0400	5.00	0.20	
	CRUCETA DE 5.00 MM	CTO	0.1000	4.45	0.45	
	CERAMICA DE 30X30	M2	1.0500	25.00	26.25	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**57.42**

Partida **03.05.01.01**
SUM. E INST. DE PUERTA CONTRAPLACADA (P1) DE 2.00*2.20M
Rendimiento 10 **glb/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cantidad**	**P.U**	**Parcial S/.**	**TOTAL**
	Mano de obra					**177.15**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.4000	28.08	11.23	
0101010005	PEON	HH	4.0000	18.31	73.24	
0101010003	OPERARIO	HH	4.0000	23.17	92.68	
	Equipo					**5.31**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	177.1520	5.31	
	SIERRA CIRCULAR					
	CEPILLADORA ELECTRICA					
	Materiales					**67.63**
0202010005	CLAVOS PARA MADERA 1"	KG	0.0520	2.75	0.14	
0239000000	COLA SINTETICA FULLER	GLN	0.1200	2.00	0.24	
0239020075	LIJA PARA MADERA	UND	1.1000	2.00	2.20	
0243130071	MADERA CEDRO CEPILLADO	P2	13.0100	5.00	65.05	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**250.10**

Partida **03.05.01.02**
SUM. E INST. DE PUERTA CONTRAPLACADA (P2) DE 0.70*1.20M
Rendimiento 10 **glb/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	**Descripción Recurso**	**Unidad**	**Cantidad**	**P.U**	**Parcial S/.**	**TOTAL**
	Mano de obra					**177.15**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.4000	28.08	11.23	
0101010005	PEON	HH	4.0000	18.31	73.24	
0101010003	OPERARIO	HH	4.0000	23.17	92.68	
	Equipo					**5.31**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	177.1520	5.31	
	SIERRA CIRCULAR					
	CEPILLADORA ELECTRICA					
	Materiales					**67.63**
0202010005	CLAVOS PARA MADERA 1"	KG	0.0520	2.75	0.14	
0239000000	COLA SINTETICA FULLER	GLN	0.1200	2.00	0.24	
0239020075	LIJA PARA MADERA	UND	1.1000	2.00	2.20	
0243130071	MADERA CEDRO CEPILLADO	P2	13.0100	5.00	65.05	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**250.10**

Partida **03.05.01.03**
SUM. E INST. DE PUERTA CONTRAPLACADA (P3) DE 1.00*2.20M
Rendimiento 10 **glb/DIA** Costo unitario directo por: und

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN**
Lugar : **LAMBAYEQUE-CHICLAYO-OYOTUN** Costo al : **06/06/2021**

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**177.15**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.4000	28.08	11.23	
0101010005	PEON	HH	4.0000	18.31	73.24	
0101010003	OPERARIO	HH	4.0000	23.17	92.68	
	Equipo					**5.31**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	177.1520	5.31	
0348900001	SIERRA CIRCULAR					
0311600121	CEPILLADORA ELECTRICA					
	Materiales					**67.63**
202010001	CLAVOS PARA MADERA 1"	KG	0.0520	2.75	0.14	
239000000	COLA SINTETICA FULLER	GLN	0.1200	2.00	0.24	
239020075	LIJA PARA MADERA	UND	1.1000	2.00	2.20	
243130071	MADERA CEDRO CEPILLADO	P2	13.0100	5.00	65.05	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**250.10**

Partida **03.05.01.04**
SUM. E INST. DE PUERTA CONTRAPLACADA (P4) DE 0.70*2.00M
Rendimiento 10 **glb/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**177.15**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.4000	28.08	11.23	
0101010005	PEON	HH	4.0000	18.31	73.24	
0101010003	OPERARIO	HH	4.0000	23.17	92.68	
	Equipo					**5.31**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	177.1520	5.31	
0348900001	SIERRA CIRCULAR					
0311600121	CEPILLADORA ELECTRICA					
	Materiales					**67.63**
202010001	CLAVOS PARA MADERA 1"	KG	0.0520	2.75	0.14	
239000000	COLA SINTETICA FULLER	GLN	0.1200	2.00	0.24	
239020075	LIJA PARA MADERA	UND	1.1000	2.00	2.20	
243130071	MADERA CEDRO CEPILLADO	P2	13.0100	5.00	65.05	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**250.10**

Partida **03.05.02.01**
SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V1) DE 1.20*0.30M
Rendimiento 10 **glb/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**2.59**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0400	28.08	1.12	
0101010005	PEON	HH	0.0800	18.31	1.46	
	Equipo					**0.08**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	2.5880	0.08	
	Materiales					**78.00**
0253030027	VENTANANOVA INCL. ACCESORIOS	UND	1.0000	78.00	78.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**80.67**

Partida **03.05.02.02**
SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V2) DE 1.00*1.40M
Rendimiento 10 **glb/DIA** Costo unitario directo por: und

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN**
Lugar : **LAMBAYEQUE-CHICLAYO-OYOTUN** Costo al : **06/06/2021**

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**2.59**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0400	28.08	1.12	
0101010005	PEON	HH	0.0800	18.31	1.46	
	Equipo					**0.08**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	2.5880	0.08	
	Materiales					**88.00**
0253030027	VENTANANOVA INCL. ACCESORIOS	UND	1.0000	88.00	88.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**90.67**

Partida **03.05.02.03**
SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V3) DE 2.50*1.00M
Rendimiento 10 **glb/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**2.59**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0400	28.08	1.12	
0101010005	PEON	HH	0.0800	18.31	1.46	
	Equipo					**0.08**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	2.5880	0.08	
	Materiales					**102.00**
0253030027	VENTANANOVA INCL. ACCESORIOS	UND	1.0000	102.00	102.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**104.67**

Partida **03.05.02.04**
SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V4) DE 4.50*1.40
Rendimiento 10 **glb/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**2.59**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0400	28.08	1.12	
0101010005	PEON	HH	0.0800	18.31	1.46	
	Equipo					**0.08**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	2.5880	0.08	
	Materiales					**250.00**
0253030027	VENTANANOVA INCL. ACCESORIOS	UND	1.0000	250.00	250.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**252.67**

Partida **03.05.02.05**
SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V5) DE 3.50*1.40M
Rendimiento 10 **glb/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**2.59**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0400	28.08	1.12	
0101010005	PEON	HH	0.0800	18.31	1.46	
	Equipo					**0.08**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	2.5880	0.08	
	Materiales					**180.00**
0253030027	VENTANANOVA INCL. ACCESORIOS	UND	1.0000	180.00	180.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**182.67**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN**
Lugar : **LAMBAYEQUE-CHICLAYO-OYOTUN** Costo al : **06/06/2021**

Partida **03.05.02.06**
SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V6) DE 3.85*1.20M
Rendimiento 10 **glb/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**2.59**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0400	28.08	1.12	
0101010005	PEON	HH	0.0800	18.31	1.46	
	Equipo					**0.08**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	2.5880	0.08	
	Materiales					**220.00**
0253030027	VENTANANOVA INCL. ACCESORIOS	UND	1.0000	220.00	220.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**222.67**

Partida **03.05.02.07**
SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V7) DE 2.00*1.20M
Rendimiento 10 **glb/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**2.59**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0400	28.08	1.12	
0101010005	PEON	HH	0.0800	18.31	1.46	
	Equipo					**0.08**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	2.5880	0.08	
	Materiales					**140.00**
0253030027	VENTANANOVA INCL. ACCESORIOS	UND	1.0000	140.00	140.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**142.67**

Partida **03.05.02.08**
SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V8) DE 3.00*1.20M
Rendimiento 10 **glb/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**2.59**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0400	28.08	1.12	
0101010005	PEON	HH	0.0800	18.31	1.46	
	Equipo					**0.08**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	2.5880	0.08	
	Materiales					**102.00**
0253030027	VENTANANOVA INCL. ACCESORIOS	UND	1.0000	102.00	102.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**104.67**

Partida **03.05.02.09**
SUM. E INST. DE VENTANANOVA O SIMILAR TIPO (V9) DE 1.20*1.00M
Rendimiento 10 **glb/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**2.59**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0400	28.08	1.12	
0101010005	PEON	HH	0.0800	18.31	1.46	
	Equipo					**0.08**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	2.5880	0.08	
	Materiales					**102.00**

0253030027	VENTANANOVA INCL. ACCESORIOS	UND	1.0000	102.00	102.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**104.67**

Partida **03.05.03.01**
SUM. E INST. DE BISAGRA DE ACERO INOXIDABLE DE 3"*3"
Rendimiento 24 **pza/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**8.65**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0333	28.08	0.94	
0101010003	OPERARIO	HH	0.3330	23.17	7.72	
	Equipo					**0.26**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	8.6507	0.26	
	Materiales					**14.15**
0226080057	BISAGRA CAPUCHINA PLOMA 3"X3"	PAR	1.0000	14.15	14.15	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**23.06**

Partida **03.05.03.02**
SUM. E INST. DE CERRADURA 3 GOLPES
Rendimiento 8 **pza/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**25.98**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	28.08	2.81	
0101010003	OPERARIO	HH	1.0000	23.17	23.17	
	Equipo					**0.78**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	25.9780	0.78	
	Materiales					**89.15**
226080057	BISAGRA CAPUCHINA PLOMA 3"X3"	PAR	1.0000	14.15	14.15	
226540072	CERRADURA DOS GOLPES	PZA	1	75.0000	75.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**115.91**

Partida **03.05.03.03**
SUM. E INST. DE CERRADURA TIPO POMO DE ACERO INOXIDABLE
Rendimiento 8 **pza/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**25.98**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	28.08	2.81	
0101010003	OPERARIO	HH	1.0000	23.17	23.17	
	Equipo					**0.78**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	25.9780	0.78	
	Materiales					**139.15**
226080057	BISAGRA CAPUCHINA PLOMA 3"X3"	PAR	1.0000	14.15	14.15	
226540072	CERRADURA TIPO POMO INOXIDABLE	PZA	1	125.0000	125.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**165.91**

Partida **03.05.04.01**
SUM. E INST. DE VIDRIO OSCURO CRUDO DE 6MM
Rendimiento 8 **pza/DIA** Costo unitario directo por: m2

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN**
Lugar : **LAMBAYEQUE-CHICLAYO-OYOTUN** Costo al : **06/06/2021**

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**3.24**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0133	28.08	0.37	
0101010004	OFICIAL	hh	0.1333	17.55	2.34	
0101010005	PEON	hh	0.0333	15.83	0.53	
	Equipo					**0.10**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	3.2419	0.10	
	Materiales					**2.50**
230460032	BISAGRA CAPUCHINA PLOMA 3"X3"	UND	0.0300	12.00	0.36	
279000007	VIDRIO TRANSPARENTE INCOLORO CRUDO MEDIOI	P2	0.75	2.8500	2.14	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**5.84**

Partida **03.05.05.01**
PINTURA LATEX A 2 MANOS EN MUROS
Rendimiento 50 **m2/DIA** Costo unitario directo por: m2

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**5.42**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0160	28.08	0.45	
0101010003	OPERARIO	HH	0.1600	23.17	3.71	
0101010005	PEON	hh	0.0800	15.83	1.27	
	Equipo					**0.16**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	5.4229	0.16	
	Materiales					**2.05**
0230900002	IMPRIMANTE	GLN	0.0290	24.00	0.70	
023099019	LIJA	UND	0.025	1.2000	0.03	
0254030027	PINTURA LATEX SUPERMATE	GLN	0.024	48.0000	1.15	
0254610001	SELLADOR	GLN	0.01	17.0300	0.17	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**7.63**

Partida **03.05.05.02**
PINTURA BARNIZ EN PUERTAS DE MADERA
Rendimiento 50 **m2/DIA** Costo unitario directo por: m2

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**5.42**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0160	28.08	0.45	
0101010003	OPERARIO	HH	0.1600	23.17	3.71	
0101010005	PEON	hh	0.0800	15.83	1.27	
	Equipo					**0.16**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	5.4229	0.16	
	Materiales					**2.29**
0230900002	IMPRIMANTE	GLN	0.0290	24.00	0.70	
023099019	LIJA	UND	0.025	1.2000	0.03	
0254030027	PINTURA BARNIZ	GLN	0.024	58.0000	1.39	
0254610001	SELLADOR	GLN	0.01	17.0300	0.17	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**7.87**

Partida **04.01.01**
INODORO
Rendimiento **und /DIA** Costo unitario directo por: und

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN**
Lugar : **LAMBAYEQUE-CHICLAYO-OYOTUN** Costo al : **06/06/2021**

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**74.55**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.4000	28.08	11.23	
0101010005	PEON	hh	4.0000	15.83	63.32	
	Equipo					**2.24**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	74.5520	2.24	
	Materiales					**110.00**
210020052	INODORO TQUE. BAJO NORMAL BLANCO C/ ACCES	und	1.0000	110.00	110.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**186.79**

Partida **04.01.01**
INODORO
Rendimiento **und /DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**74.55**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.4000	28.08	11.23	
0101010005	PEON	hh	4.0000	15.83	63.32	
	Equipo					**2.24**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	74.5520	2.24	
	Materiales					**110.00**
210020052	INODORO TQUE. BAJO NORMAL BLANCO C/ ACCES	und	1.0000	110.00	110.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**186.79**

Partida **04.01.02**
LAVATORIO PEDESTAL
Rendimiento **und /DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**37.28**
0147010001	CAPATAZ	hh	0.2000	28.08	5.62	
0101010005	PEON	hh	2.0000	15.83	31.66	
	Equipo					**1.12**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	37.2760	1.12	
	Materiales					**100.00**
210040008	LAVATORIO 23"x18" PEDESTAL G.M. 4" B C/A	und	1.0000	100.00	100.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**138.39**

Partida **04.01.03**
SAL. PVC-SAL P/DESAGUE 2"
Rendimiento **pto /DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**57.59**
0101010003	OPERARIO	hh	1.6000	28.08	44.93	
0101010005	PEON	hh	0.8000	15.83	12.66	
	Equipo					**1.73**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	57.5920	1.73	
	Materiales					**19.94**
0230460035	PEGAMENTO PARA PVC 1/4 GLN	und	0.0200	25.00	0.50	
0272130009	TUB. PVC SAL P/DESAGUE DE 2"	und	0.7000	3.20	2.24	
0272140001	CODO DE 90 PVC SAL DE 2"	und	1.0000	3.20	3.20	
0272160019	RAMAL TEE SIMPLE C/REDUC PVC SAL 4" A 2	und	1.0000	8.00	8.00	
0272170019	TEE SANITARIA SIMP C/REDUC PVC SAL 4"A2"	und	1.0000	6.00	6.00	

TOTAL DE LA PARTIDA = **79.26**

Partida **04.01.04**
SAL. PVC-SAL P/DESAGUE 4"
Rendimiento **pto /DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**57.59**
0101010003	OPERARIO	hh	1.6000	28.08	44.93	
0101010005	PEON	hh	0.8000	15.83	12.66	
	Equipo					**1.73**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	57.5920	1.73	
	Materiales					**33.74**
0230460035	PEGAMENTO PARA PVC 1/4 GLN	und	0.0300	25.00	0.75	
0272130009	TUB. PVC SAL P/DESAGUE DE 4"	und	1.0000	15.68	15.68	
0272140001	CODO DE 90 PVC SAL DE 4"	und	1.0000	4.51	4.51	
0272170019	TEE SANITARIA SIMP C/REDUC PVC SAL 4"A2"	und	2.0000	6.40	12.80	

TOTAL DE LA PARTIDA = **93.06**

Partida **04.01.05**
SAL. PVC SAL PARA VENTILACION DE 2"
Rendimiento **pto /DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**77.31**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.2000	23.13	4.63	
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	21.01	42.02	
0101010005	PEON	hh	2.0000	15.33	30.66	
	Equipo					**2.32**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	77.3060	2.32	
	Materiales					**11.45**
0230460035	PEGAMENTO PARA PVC 1/4 GLN	und	0.0100	25.00	0.25	
0272130009	TUB. PVC SAL P/DESAGUE DE 2"	und	2.5000	3.20	8.00	
0272140001	CODO DE 90 PVC SAL DE 2"	und	1.0000	3.20	3.20	

TOTAL DE LA PARTIDA = **91.08**

Partida **04.01.06**
TUB SAL. PVC-SAL 4"
Rendimiento **M /DIA** Costo unitario directo por: m

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**12.40**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0400	23.13	0.93	
0101010003	OPERARIO	hh	0.4000	21.01	8.40	
0101010005	PEON	hh	0.2000	15.33	3.07	
	Equipo					**0.37**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	12.3952	0.37	
	Materiales					**9.01**
0230460011	PEGAMENTO PARA PVC AGUA FORDUIT	und	0.0030	85.00	0.26	
0273010009	TUBO PVC SAL 4" X 3M	und	0.3500	25.00	8.75	

TOTAL DE LA PARTIDA = **21.77**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN**
Lugar : **LAMBAYEQUE-CHICLAYO-OYOTUN** Costo al : **06/06/2021**

Partida **04.01.07**
TUB SAL. PVC-SAL 2"
Rendimiento **M /DIA** Costo unitario directo por: m

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**15.46**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0400	23.13	0.93	
0101010003	OPERARIO	hh	0.4000	21.01	8.40	
0101010005	PEON	hh	0.4000	15.33	6.13	
	Equipo					**0.46**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	15.4612	0.46	
	Materiales					**3.46**
0230460011	PEGAMENTO PARA PVC AGUA FORDUIT	und	0.0030	85.00	0.26	
0273010009	TUBO PVC SAL 4" X 3M	und	0.3500	9.15	3.20	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**19.38**

Partida **04.01.08**
ACCESORIOS PVC
Rendimiento **M /DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**15.46**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0400	23.13	0.93	
0101010003	OPERARIO	hh	0.4000	21.01	8.40	
0101010005	PEON	hh	0.4000	15.33	6.13	
	Equipo					**0.46**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	15.4612	0.46	
	Materiales					**59.90**
0272130070	TEE PVC SAP ROSCADO 4"	pza	4.0000	7.50	30.00	
0272140001	CODO DE 90 PVC SAL DE 2"	und	2.0000	3.20	6.40	
0272140002	YEE PVC SAL 2"	und	1.0000	3.00	3.00	
0272140005	YEE PVC SAL 4"x2"	und	2.0000	6.00	12.00	
0272530078	CODO PVC SAP 4" X 90°	pza	1.0000	6.00	6.00	
0272530079	CODO PVC SAL 2"X 45°	und	1.0000	2.50	2.50	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**75.83**

Partida **04.01.09**
PRUEBA HIDRAULIICA
Rendimiento **glb /DIA** Costo unitario directo por: GLB

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**18.50**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.8000	23.13	18.50	
	Equipo					**0.56**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	18.5040	0.56	
	Materiales					**350.00**
0239900104	PRUEBA : HIDRAULICA EN REDES DE DESAGUE	und	1.0000	350.00	350.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**369.06**

Partida **05.01.01**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN**
Lugar : **LAMBAYEQUE-CHICLAYO-OYOTUN** Costo al : **06/06/2021**

SALIDA PARA ALUMBRADO
Rendimiento **und /DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**8.84**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0229	23.13	0.53	
0101010003	OPERARIO	hh	0.2286	21.01	4.80	
0101010005	PEON	hh	0.2286	15.33	3.50	
	Equipo					**0.27**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	8.8370	0.27	
	Materiales					**4.86**
0212090046	CAJA OCTOGONAL GALV. LIV. 100MMX40MM	und	1.0000	3.36	3.36	
0229990048	CLEMA O REGLETA	PZA	1.0000	1.50	1.50	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**13.96**

Partida **05.01.02**
SALIDA PARA INTERRUPTOR SIMPLE
Rendimiento **und /DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**19.33**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0500	23.13	1.16	
0101010003	OPERARIO	hh	0.5000	21.01	10.51	
0101010005	PEON	hh	0.5000	15.33	7.67	
	Equipo					**0.58**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	19.3265	0.58	
	Materiales					**4.86**
0212090046	CAJA OCTOGONAL GALV. LIV. 100MMX40MM	und	1.0000	3.36	3.36	
0229990048	CLEMA O REGLETA	PZA	1.0000	1.50	1.50	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**24.77**

Partida **05.01.03**
SALIDA PARA INTERRUPTOR DOBLE
Rendimiento **und /DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**19.33**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0500	23.13	1.16	
0101010003	OPERARIO	hh	0.5000	21.01	10.51	
0101010005	PEON	hh	0.5000	15.33	7.67	
	Equipo					**0.58**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	19.3265	0.58	
	Materiales					**4.86**
0212090046	CAJA OCTOGONAL GALV. LIV. 100MMX40MM	und	1.0000	3.36	3.36	
0229990048	CLEMA O REGLETA	PZA	1.0000	1.50	1.50	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**24.77**

Partida **05.02.01**
SALIDA TOMACORRIENTE DOBLE CON LINEA DE TIERRA
Rendimiento **und/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**20.61**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0533	23.13	1.23	

0101010003	OPERARIO	hh	0.5333	21.01	11.20	
0101010005	PEON	hh	0.5333	15.33	8.18	
	Equipo					**0.62**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	20.6136	0.62	
	Materiales					**27.58**
0212090058	CAJA RECTANGULAR DE FG 100x55x50 - L	und	1.0000	3.36	3.36	
0212100000	PLACA DE ALUMINIO ANONIZADO 1 HUECO	und	1.0000	16.00	16.00	
0212310071	DADO TOMACORRIENTE L.T.	pza	1.0000	6.72	6.72	
0229990048	CLEMA O REGLETA	pza	1.0000	1.50	1.50	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**48.81**

Partida **05.02.02**
SALIDA TOMACORRIENTE DOBLE CON LINEA DE TIERRA EN PARED H=2.20 m
Rendimiento **pto/DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**20.61**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0533	23.13	1.23	
0101010003	OPERARIO	hh	0.5333	21.01	11.20	
0101010005	PEON	hh	0.5333	15.33	8.18	
	Equipo					**0.62**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	20.6136	0.62	
	Materiales					**27.58**
0212090058	CAJA RECTANGULAR DE FG 100x55x50 - L	und	1.0000	3.36	3.36	
0212100000	PLACA DE ALUMINIO ANONIZADO 1 HUECO	und	1.0000	16.00	16.00	
0212310071	DADO TOMACORRIENTE L.T.	pza	1.0000	6.72	6.72	
0229990048	CLEMA O REGLETA	pza	1.0000	1.50	1.50	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**48.81**

Partida **05.03.01**
TUBERIA PVC SAP 20mm Ø
Rendimiento **m /DIA** Costo unitario directo por: m

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**6.18**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0160	23.13	0.37	
0101010003	OPERARIO	hh	0.1600	21.01	3.36	
0101010005	PEON	hh	0.1600	15.33	2.45	
	Equipo					**0.19**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	6.1845	0.19	
	Materiales					**10.34**
0274010094	TUBO PVP-P (ELEC) 20 MM	M	0.3300	5.50	1.82	
0274020015	CURVA PVC-P (ELEC) 20mm	und	0.5000	5.50	2.75	
0274030008	UNION SIMPLE PVC-P (ELEC) 20mm	UND	1.0500	5.50	5.78	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**16.71**

Partida **05.03.02**
TUBERIA PVC SAP 25mm Ø
Rendimiento **m /DIA** Costo unitario directo por: m

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**6.18**

0147010001	CAPATAZ	HH	0.0160	23.13	0.37	
0101010003	OPERARIO	hh	0.1600	21.01	3.36	
0101010005	PEON	hh	0.1600	15.33	2.45	
	Equipo					**0.19**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	6.1845	0.19	
	Materiales					**11.12**
0274010094	TUBO PVP-P (ELEC) 25 MM	M	0.3300	5.50	1.82	
0274020015	CURVA PVC-P (ELEC) 25mm	und	0.5000	6.00	3.00	
0274030008	UNION SIMPLE PVC-P (ELEC) 25mm	UND	1.0500	6.00	6.30	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**17.49**

Partida **05.04.01**

CABLE TW DE 2.5mm2

Rendimiento **m /DIA** Costo unitario directo por: m

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**0.53**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0023	23.13	0.05	
0101010003	OPERARIO	hh	0.0229	21.01	0.48	
	Equipo					**0.02**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	0.5343	0.02	
	Materiales					**13.29**
0207010000	CABLE TW # 2.5 MM2	M	4.2000	2.57	10.79	
0229040001	CINTA AISLANTE	RLL	1.0000	2.50	2.50	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**13.84**

Partida **05.04.02**

CABLE TW DE 4 mm2

Rendimiento **m /DIA** Costo unitario directo por: m

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**0.53**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0023	23.13	0.05	
0101010003	OPERARIO	hh	0.0229	21.01	0.48	
	Equipo					**0.02**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	0.5343	0.02	
	Materiales					**13.29**
0207010005	CABLE TW # 4 MM2	M	4.2000	2.57	10.79	

0229040001	CINTA AISLANTE	RLL	1.0000	2.50	2.50	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**13.84**

Partida **05.04.03**
CABLE NYY DE 6 mm2
Rendimiento **m /DIA** Costo unitario directo por: m

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**0.53**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0023	23.13	0.05	
0101010003	OPERARIO	hh	0.0229	21.01	0.48	
	Equipo					**0.02**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	0.5343	0.02	
	Materiales					**4.68**
0219010000	CABLE ENERGIA NYY 6 mm2	M	1.0500	2.08	2.18	
0229040001	CINTA AISLANTE	RLL	1.0000	2.50	2.50	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**5.23**

Partida **05.05.01**
TABLERO ELECTRICO TD
Rendimiento **und /DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**93.29**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.4000	23.13	9.25	
0101010003	OPERARIO	hh	4.0000	21.01	84.04	
	Equipo					**2.80**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	93.2920	2.80	
	Materiales					**375.00**
0212020025	INTERRUPTOR TERMOMAGNETICO DE 2x20Ax240V	UND	5.0000	35.00	175.00	
0229720009	ACCESORIOS DE FIJACION	UND	1.0000	50.00	50.00	
0239500100	TABLERO METALICO P/EMPOTRAR 0.30 X 0.25 X 0.2	UND	1.0000	150.00	150.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**471.09**

Partida **05.05.02**
ALIMENTADOR 3-1x6 mm2 + 1x6 mm2(N) + 1x6 mm2 (T) NYY TD7
Rendimiento **m /DIA** Costo unitario directo por: m

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**186.58**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.8000	23.13	18.50	
0101010003	OPERARIO	hh	8.0000	21.01	168.08	
	Equipo					**5.60**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	186.5840	5.60	
	Materiales					**6.87**
0219010000	CABLE ENERGIA NYY 6 mm2	M	2.1000	2.08	4.37	
0229040001	CINTA AISLANTE	RLL	1.0000	2.50	2.50	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**199.05**

Partida **05.05.03**
INTERRUPTOR THERMOMAGNETICO
Rendimiento **und /DIA** Costo unitario directo por: und

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN**

Lugar : **LAMBAYEQUE-CHICLAYO-OYOTUN** Costo al : **06/06/2021**

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**20.66**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.0667	23.13	1.54	
0101010003	OPERARIO	hh	0.6667	21.01	14.01	
0101010005	PEON	hh	0.3333	15.33	5.11	

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN**
Lugar : **LAMBAYEQUE-CHICLAYO-OYOTUN** Costo al : **06/06/2021**

	Equipo					**0.62**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	20.6596	0.62	
	Materiales					**100.00**
0212020096	INTERRUPTOR TERMOMAGNETICO DE 3x60A	UND	5.0000	35.00	100.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**121.28**

Partida **05.06.01**
TOMA PUESTA A TIERRA
Rendimiento **und /DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**309.22**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.8000	23.13	18.50	
0101010003	OPERARIO	hh	8.0000	21.01	168.08	
0101010005	PEON	hh	8.0000	15.33	122.64	
	Equipo					**9.28**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	309.2240	9.28	
	Materiales					**585.76**
0204010003	TIERRA DE CHACRA O VEGETAL	M3	1.4000	40.00	56.00	
0204010005	BENTONITA	KG	1.0000	40.00	40.00	
0206010053	CONECTOR DE BRONCE PARA ELECTRODO	UND	2.0000	10.00	20.00	
0206030050	CONDUCTOR DE COBRE DESNUDO 16 MM2	M3	20.0000	8.00	160.00	
0221030009	CAJA DE CONCRETO P/POZO DE PUESTA A TIERRA (	UND	1.0000	40.00	40.00	
0230100000	VARILLA DE COBRE DE 1/2" x 2.40m	UND	1.0000	200.00	200.00	
0265240003	MARCO Y TAPA FO. GO. P/MEDIDOR 1/2"-3/4"	UND	1.0000	18.56	18.56	
0272080011	TUB. PVC SAP P/INST. ELECT. DE 1"	M	6.0000	7.20	43.20	
0274020014	CURVA PVC SAP LUZ 1"	UND	2.0000	4.00	8.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**904.26**

Partida **05.06.02**
CONDUCTOR DE COBRE DESNUDO 35mm² PARA P/T
Rendimiento **und /DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Materiales					**2.18**
0219010000	CABLE ENERGIA NYY 6 MM2	M	1.0500	2.08	2.18	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**2.18**

Partida **05.07.01**
EQUIPO LAMPARA EXTERIORES 120W
Rendimiento **und /DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**30.99**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.1000	23.13	2.31	
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	21.01	21.01	
0101010005	PEON	hh	0.5000	15.33	7.67	
	Equipo					**0.93**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	30.9880	0.93	
	Materiales					**180.00**
0204010003	EQUIPO LAMPARA PARA EXTERIORES	UND	1.0000	180.00	180.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**211.92**

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto : **"ANALISIS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DEL COMPLEJO POLIDEPORTIVO DEL DISTRITO DE OYOTUN, PROVINCIA CHICLAYO, DEPARTAMENTO LAMBAYEQUE, UTILIZANDO ESTRUCTURAS ESPECIALES, 2020"**

Propietario : **MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE OYOTUN**

Lugar : **LAMBAYEQUE-CHICLAYO-OYOTUN** Costo al : **06/06/2021**

Partida **05.07.02**

EQUIPO REFLECTORES 3000 W

Rendimiento **und /DIA** Costo unitario directo por: und

Codigo	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	P.U	Parcial S/.	TOTAL
	Mano de obra					**30.99**
0147010001	CAPATAZ	HH	0.1000	23.13	2.31	
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	21.01	21.01	
0101010005	PEON	hh	0.5000	15.33	7.67	
	Equipo					**0.93**
855	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)	3%	1	30.9880	0.93	
	Materiales					**425.00**
0204010003	EQUIPO LAMPARA PARA EXTERIORES	UND	1.0000	425.00	425.00	
	TOTAL DE LA PARTIDA =					**456.92**