UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PISOS EN EL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

AUTOR
CESAR AUGUSTO PORTAL MIDEROS

ASESOR
CARMEN CHILON MUÑOZ
https://orcid.org/0000-0002-7644-4201

Chiclayo, 2022

ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PISOS EN EL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO

PRESENTADA POR:

CESAR AUGUSTO PORTAL MIDEROS

A la Facultad de Ingeniería de la
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo
para optar el título de

INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

APROBADA POR:

Segundo Guillermo Carranza Cieza
PRESIDENTE

Aníbal Teodoro Díaz Orrego
SECRETARIO

Carmen Chilon Muñoz
VOCAL

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a todas las personas que tienen ansias de aprender, a los que desean descubrir nuevos campos del conocimiento que les pueda fascinar y a todos quienes día a día van superándose a su propio ritmo, aunque sea lentamente, pues lo único importante es no detenerse

RESUMEN

El presente proyecto de tesis parte de la realización del diseño de una edificación de 5 pisos, donde se propone 2 estructuraciones, la principal diferencia entre estos es la ubicación del ascensor (centro y borde del edificio) y las dimensiones de los muros de corte. A las 2 estructuraciones se le hiso un análisis no lineal estático y dinámico con el propósito de mostrar las ventajas de usar este análisis avanzado en su desempeño sísmico.

El procedimiento se hiso en base a la norma estadounidense ASCE 41-13, por lo que se empleó el método de los coeficientes de desplazamiento para hallar los punto de desempeño. El análisis se realizó en el programa ETABS v16, donde en los elementos frame como columnas y vigas se usó la plasticidad concentrada en rotulas y para los muros de corte la plasticidad es distribuida con el modelo de fibra.

La norma E030 tiene como finalidad que la estructura no colapse ante una amenaza sísmica de diseño, se verifico que si se cumple este propósito a través de los resultados del análisis no lineal, pero su desempeño ante amenazas sísmicas de servicio y máximo no cumple necesariamente, es entendible porque la norma E030 no contempla estos objetivos, sin embargo se ha demostrado que se puede mejorar e incluso llegar a estas metas sin que necesariamente se hagan grandes cambios, además se observó que el ANLD es más exigente induciendo mayor esfuerzos y más variable a comparación del Pushover.

PALABRAS CLAVE: análisis no lineal, pushover, dinámico no lineal, desempeño, análisis estructural

ABSTRACT

This thesis project starts from the realization of the design of a 5 story building, we have 2 structures, the main difference between these is the location of the elevator (at the center and edge of the building) and the cutting walls dimentions. A static and dynamic nonlinear analysis was performed on the 2 structures in order to show the advantages of using this advanced analysis in their seismic performance.

The procedure was based on the American standard ASCE 41-13, so the displacement coefficients method was used to find the performance points. The analysis was carried out in the ETABS v16 program, in this program was used the plasticiy concentrated in ball joints for frames such as columns and beams, and for the shear walls the plasticity is distributed with the fiber model.

The purpose of the E030 standard is that the structure does not collapse before a design seismic threat, it was verified that the purpose through the results of the non-linear análisis is fulfilled, but its performance against service and maximum seismic threats does not necessarily fulfill, It is understandable because the E030 standard does not contemplate these objectives, however it has been shown that it is possible to improve and even reach these goals without necessarily making major changes, it was also observed that the ANLD is more demanding inducing greater efforts and more variable in comparison of the Pushover.

KEYWORDS: nonlinear analysis, pushover, nonlinear dynamic, performance, structural analysis

ÍNDICE

I INTRODUCCIÓN 14
II MARCO TEÓRICO 17
2.1 Antecedentes del problema 17
2.2 Bases teórico-científicas..... 20
2.2.1 Normativas del diseño por desempeño 20
2.2.2 Conceptos básicos..... 21
2.2.3 Conceptos del diseño por desempeño..... 31
III METODOLOGÍA 40
3.1 Tipo y nivel de investigación 40
3.2 Diseño de investigación 40
3.3 Población, muestra, muestreo..... 40
3.4 Criterios de selección 40
3.5 Técnicas e instrumentos de recolección de datos..... 41
3.5.1 Ensayo en campo 41
3.5.2 Ensayo de laboratorios..... 42
3.6 Plan de procesamiento y análisis de datos 42
3.7 Procedimientos..... 43
3.7.1 Procedimiento de análisis no lineal estático 43
3.8 Procedimiento del análisis no lineal estático (Pushover)..... 43
3.9 Procedimiento del análisis no lineal dinámico..... 54
3.10 Plan de procesamiento para análisis de datos..... 57
IV RESULTADOS Y DISCUSIÓN 58
4.1 Descripción del proyecto..... 58
4.2 Resumen de E.M.S..... 61
4.3 Normas y especificaciones..... 63
4.4 Estructuración..... 64
4.5 Predimensionamiento..... 66
4.6 Cargas consideradas 70
4.7 Análisis sísmico..... 71
4.7.1 Parámetros sísmicos..... 71
4.7.2 Análisis estático 73
4.7.3 Análisis dinámico modal espectral 73
4.7.4 Control de derivas..... 75
4.7.5 Irregularidades 77
4.8 Diseño de elementos estructurales 81
4.8.1 Diseño de viga 82

4.8.2 Diseño de losa aligerada 85
4.8.3 Diseño de losa maciza..... 87
4.8.4 Diseño de escalera 89
4.8.5 Diseño de columnas 91
4.8.6 Diseño de muros de corte..... 94
4.8.7 Diseño de cimentación..... 100
4.9 Muestras a analizar y consideraciones del análisis no lineal 108
4.9.1 Punto de desempeño 109
4.10 Resultados del análisis no lineal estático (pushover)..... 110
4.10.1 Estructuras sin optimizar 110
4.10.2 Estructuras optimizadas 153
4.11 Resumen de resultados del análisis no lineal estático (pushover)..... 195
4.12 Resultados de ANLD 198
V CONCLUSIONES 210
VI RECOMENDACIONES.....211
VII LISTA DE REFERENCIAS. 212
VIII ANEXOS 214

ANEXO N° 01: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS
ANEXO N° 02: DOCUMENTOS
ANEXO N° 03 TABLAS
ANEXO N° 04 EQUIPOS DE LABORATORIO
ANEXO N° 05 PLANOS

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Fuerza cortante de diseño en vigas.....23
Figura 2: Fuerza cortante de diseño en columnas.....23
Figura 3: Resistencia a flexión de columnas y vigas en nudo. 24
Figura 4: Tipos de ductilidad.....26
Figura 5: curva esfuerzo deformación del acero.....27
Figura 6: curva esfuerzo deformación del concreto ante compresión 27
Figura 7: Diagrama momento – curvatura de una sección de concreto armado.....28
Figura 8: Diagrama momento – curvatura para una sección de viga con una cuantía superior e inferior a la cuantía balanceada.....29
Figura 9: Diagrama momento – rotación de una zona del elemento concreto armado30
Figura 10: Curva esfuerzo deformación con y sin considerar P-Δ 30
Figura 11: Diagrama de deformación en elementos 31
Figura 12: Criterios de aceptación de deformación para elementos.....32
Figura 13: Modelado de la unión viga-columna ASCE 41-13 33
Figura 14: Curva de fuerza desplazamiento idealizada 34
Figura 15: Rigidez Tangente Horizontal 35
Figura 16: Iguales áreas 36
Figura 17: Alternativa para determinar el modelo bilineal.....36
Figura 18: Objetivos de desempeño y niveles, rangos de desempeño en edificios 38
Figura 19: Asignación de refuerzo longitudinal de vigas en ETABS.....44
Figura 20: Asignación de factores de rigidez de viga en ETABS 44
Figura 21: Asignación de refuerzo longitudinal de columnas en ETABS.....45
Figura 22: Asignación de factores de rigidez de columna en ETABS 46
Figura 23: Asignación de refuerzo de muros de corte en ETABS.....46
Figura 24: Creación de condición de cargar gravitacional en ETABS.....47
Figura 25: Creación del patrón de carga lateral de pushover en ETABS 48
Figura 26: Elección de opciones del punto de control de desplazamiento en ETABS49
Figura 27: Valores de parámetros del análisis no lineales en ETABS 50
Figura 28: Asignación de la rótula a flexión de viga en ETABS 51
Figura 29: Asignación de la rótula a flexo-compresión de columnas en ETABS 52
Figura 30: Asignación de la rótula a flexo-compresión de muro de corte en ETABS54
Figura 31: Coincidencia de acelerograma a espectro objetivo en ETABS.....55
Figura 32: Creando el caso de tiempo historia no lineal en ETABS 56
Figura 33: Elevación frontal del edificio del proyecto 58
Figura 34: Perfil estratigráfico.....62
Figura 35: Espectro del proyecto según la norma.....75
Figura 36: Espectro del proyecto según la norma.....76
Figura 37: Detalle de refuerzo longitudinal y transveral en viga 84
Figura 38: Diagrama de momento flector del nervio de losa aligerada de eje 1-3 A-B85
Figura 39: Detalle de refuerzo positivo y negativo en losa aligerada.....86
Figura 40: Comprobando el refuerzo positivo y negativo de losa maciza en ETABS87

Figura 41: Detalle de refuerzo de losa maciza.....89
Figura 42: Detalle de refuerzo de escalera.....90
Figura 43: Diagrama de interacción – dirección X – Piso 1.....91
Figura 44: Diagrama de interacción – dirección Y – Piso 1.....92
Figura 45: Diagrama de interacción – dirección X – Piso 2 al 5.....92
Figura 46: Diagrama de interacción – dirección Y – Piso 2 al 5.....93
Figura 47: Detalle de refuerzo de columnas.....94
Figura 48: Detalle de refuerzo de muro de corte M5.....100
Figura 49: Franjas de diseño en la platea 1-5.....104
Figura 51: Detalle de refuerzo de la platea.....107
Figura 52: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 1 - X1.....110
Figura 53: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 1 - X2.....111
Figura 54: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 1 – X1.....112
Figura 55: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 1 – X2.....113
Figura 56: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 1 – X1.....114
Figura 57: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 1 – X2.....115
Figura 58: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 1 – Y1.....116
Figura 59: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 1 – Y2.....117
Figura 60: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 1 – Y1.....118
Figura 61: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 1 – Y2.....119
Figura 62: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 1 – Y1.....120
Figura 63: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 1 – Y2.....121
Figura 64: Diagrama de fuerza axial - deformación en borde de confinamiento del ascensor para un sismo máximo.....123
Figura 65: Diagrama de fuerza axial - deformación de la columna Eje D5 extremo superior, posterior a sismo de diseño.....125
Figura 66: Diagrama de fuerza axial - deformación de un borde de confinamiento del muro de corte M4 frente a un sismo máximo.....126
Figura 67: Diagrama de momento - curvatura de un extremo de la viga de eje 1 entre A-B en el piso 1.....126
Figura 68: Diagrama de momento - curvatura de la columna Eje D5 en la base, posterior a sismo de diseño.....127
Figura 69: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 1– X1.....128
Figura 70: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 1– X2.....129
Figura 71: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 1– Y1.....130
Figura 72: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 1– Y2.....131
Figura 73: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 2 – X1.....132
Figura 74: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 2 – X2.....133
Figura 75: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 2 – X1.....134
Figura 76: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 2 – X2.....135
Figura 77: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 2 – X1.....136
Figura 78: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 2 – X2.....137
Figura 79: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 2 – Y1.....138

Figura 80: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 2 – Y2 139
Figura 81: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 2 – Y1 140
Figura 82: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 2 – Y2 141
Figura 83: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 2 – Y1 142
Figura 84: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 2 – Y2 143
Figura 85: Diagrama de fuerza axial y deformación de borde de confinamiento de ascensor ante sismo máximo.....145
Figura 86: Diagrama de fuerza axial – deformación de la columna eje E-6 ante sismo de diseño 147
Figura 87: Diagrama de fuerza axial – deformación del borde de confinamiento del muro M1 ante sismo máximo 148
Figura 88: Diagrama de fuerza axial – deformación del borde de confinamiento del muro M7 ante sismo máximo 148
Figura 89: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 2– X1 149
Figura 90: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 2– X2 150
Figura 91: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 2– Y1 151
Figura 92: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 2– Y2 152
Figura 93: Elementos optimizados – Estructuración 1 153
Figura 94: Elementos optimizados – Estructuración 2 155
Figura 95: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 1 – X1 157
Figura 96: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 1 – X2 158
Figura 97: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 1 – X1 159
Figura 98: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 1 – X2 160
Figura 99: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 1 – X1 161
Figura 100: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 1 – X2 162
Figura 101: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 1 – Y1 163
Figura 102: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 1 – Y2 164
Figura 103: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 1 – Y1 165
Figura 104: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 1 – Y2 166
Figura 105: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 1 – Y1 167
Figura 106: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 1 – Y2 168
Figura 107: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 1 optimizada – X1172
Figura 108: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 1 optimizada – X2173
Figura 109: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 1 optimizada – Y1174
Figura 110: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 1 optimizada – Y2175
Figura 111: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 2 – X1 176
Figura 112: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 2 – X2 177
Figura 113: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 2 – X1 178
Figura 114: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 2 – X2 179
Figura 115: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 2 – X1 180
Figura 116: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 2 – X2 181
Figura 117: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 2 – Y1 182
Figura 118: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 2 – Y2 183

Figura 119: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 2 – Y1 184
Figura 120: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 2 – Y2 185
Figura 121: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 2 – Y1 186
Figura 122: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 2 – Y2 187
Figura 123: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 2 optimizada – X1191
Figura 124: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 2 optimizada – X2192
Figura 125: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 2 optimizada – Y1193
Figura 126: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 2 optimizada – Y2194
Figura 127: Promedio SRSS superior en intervalo 0.2-1.5 T 200
Figura 128: Espectros de acelerogramas escalados en ambas direcciones.....201
Figura 129: Cortante basa y desplazamiento de E1 ante registro escalado - X.....202
Figura 130: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 1 optimizada – X203
Figura 131: Cortante basa y desplazamiento de la E1 ante registro escalado - Y 204
Figura 133: Cortante basa y desplazamiento de la E2 ante registro escalado - X 206
Figura 134: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 2 optimizada – X207
Figura 135: Cortante basa y desplazamiento de la E2 ante registro escalado - Y ...208
Figura 135: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 2 optimizada – Y209

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Rigidez inicial de los componentes 32
Tabla 2: Probabilidad de excedencia y periodo de retorno medio.....34
Tabla 3: Niveles de desempeño estructural y daños 39
Tabla 4: Propiedades e índices de las muestras 61
Tabla 5: Clasificación del suelo.....61
Tabla 6: Peralte mínimo para losas aligeradas sin revisar deflexión.....68
Tabla 7: Peralte mínimo para losas aligeradas sin revisar deflexión.....70
Tabla 8: Peso propio de albañilería.....70
Tabla 9: Peso propio de losa aligerada 71

LISTA DE PLANOS

ARQUITECTURA
A1: PLANTAS DE 1ER, 2DO, 3ER, 4TO Y 5TO PISO ……..…284
A2: CORTES…….285
A3: CORTES……...…..286
A4: CORTES Y ELEVECION……..…287
A5: ELEVACION…….288

ESTRUCTURACIÓN 1
E1: LOSA ALIGERADA……290
E2: CIMENTACIÓN……...291
E3: DETALLE DE VIGAS I……...292
E4: DETALLE DE VIGAS II……..…293
E5: DETALLE DE VIGAS III……294
E6: DETALLE DE VIGAS IV……295
E7: DETALLE DE VIGAS V…….296
E8: DETALLE DE VIGAS VI……297
E9: DETALLE DE VIGAS VII……...298
E10: DETALLE DE VIGAS VIII…….299
E11: DETALLE DE VIGAS IX…...……..300
E12: DETALLE DE VIGAS X…….301
E13: DETALLE DE VIGAS XI……302
E14: DETALLE DE OPTIMIZACIÓN…….303

ESTRUCTURACIÓN 2
E1: LOSA ALIGERADA……305
E2: CIMENTACIÓN……...306
E3: DETALLE DE VIGAS I……...307
E4: DETALLE DE VIGAS II……..308
E5: DETALLE DE VIGAS III……309
E6: DETALLE DE VIGAS IV……310
E7: DETALLE DE VIGAS V…….311
E8: DETALLE DE VIGAS VI……312
E9: DETALLE DE VIGAS VII……...313
E10: DETALLE DE VIGAS VIII…….314
E11: DETALLE DE VIGAS IX……315
E12: DETALLE DE VIGAS X…….316
E13: DETALLE DE VIGAS XI……317
E14: DETALLE DE OPTIMIZACIÓN……318

I INTRODUCCIÓN

"En los últimos 70 años, los conceptos de resistencia y desempeño se han considerado como sinónimos. Sin embargo, con las enseñanzas aprendidas de los sismos ocurridos durante los últimos 25 años, se ha generado un importante cambio sobre la concepción de que al incrementar la resistencia se aumenta la seguridad y se reduce el daño. Algunos códigos de diseño sismo resistente han sido actualizados haciendo énfasis en cambiar la concepción de resistencia por desempeño" [1]

"El desempeño sísmico insatisfactorio de algunas estructuras diseñadas conforme a los reglamentos de diseño sísmico actuales, ha preocupado al medio de la ingeniería estructural. Esto ha cobrado particular importancia a partir de las grandes pérdidas materiales y económicas que han resultado de eventos sísmicos severos, como los de México 1985, Northridge 1994, Kobe 1995, Taiwán 1999, Sichuan 2008 y Chile 2010. Dado el nivel inesperadamente alto de pérdidas, se han formulado enfoques integrales de diseño sísmico, tal como el de diseño por desempeño, que enfatizan la necesidad de un control explícito de la respuesta dinámica de las estructuras." [2]

Perú no es ajeno a este problema, ha sufrido grandes pérdidas por un mal desempeño sísmico debido a un ineficiente procedimiento de diseño esto se ve reflejado en las pérdidas humanas y económicas de los sismos:

12/11/1996 Ica-Nazca (VII MM). 17 muertos, 1,500 heridos, 100,000 damnificados, 5000 Edificaciones destruidas y 12000 afectadas.

23/06/2001 Arequipa (VII MM). 83 muertos, 2812 heridos, 219,420 damnificados, 22,052 Edificios destruidos y 37,576 afectados.

15/08/2007 Ica-Pisco (VII-VIII MM). 595 muertos, 21,796 heridos, 319,886 damnificados, 52,154 Edificios destruidos y 46,632 afectados. (TABLA N°2.1-Anexo)

Para este sismo ocurrido en Pisco, INDECI realizo una estimación de las pérdidas económicas que dejo, donde el monto total asciende a s/3 977 812 588 soles, de los cuales el 57.586% representa pérdidas en el sector de viviendas (TABLA N°2.2 Anexo), mostrando que en este sector hay la mayor incidencia en un mal comportamiento estructural que se traduce en grandes perdidas

Estos sismos de gran magnitud ocurridos son debido a que las costas del Perú son parte de la zona denominada “Cinturón de fuego”, donde se concentra algunas de las zonas de subducción más importantes del mundo. [3] Chiclayo siendo una ciudad ubicada en la costa de Perú, se encuentra en una zona altamente sísmica, requiriendo edificaciones que tengan una buena respuesta ante los sismos.

A pesar de la relevancia que tiene el estudiar la respuesta de las edificaciones hay ciertas barreras. “Los métodos existentes de DSBD son, en general, poco transparentes y/o requieren de conocimiento y herramientas especializados, razón por la cual su uso no se ha generalizado en la práctica profesional.” [4]

En la búsqueda y aplicación de nuevos enfoques de diseño que brinden una mayor seguridad frente a nuestro territorios altamente sísmico como es parte de nuestro país, se ve necesario realizas un análisis con el cual comprobar el adecuado desempeño frente a estas amenas, además es conveniente centrarse en especial en las edificaciones del tipo viviendas, debido a que conforman gran parte de las edificaciones en general por lo que es el sector donde se produce las mayores pérdida después de un sismo. El presente proyecto aporta significativamente frente a este problema en los siguientes aspectos.

En el aspecto técnico, en la actualidad los criterios de las normas de diseño sismo resistente están orientadas a un solo nivel de desempeño que es la seguridad de vida, además de no poder ver las posibles rotulas plásticas indeseadas que se pueden generar. El diseño por desempeño considera un buen desempeño para múltiples niveles de peligro, evitando los daños sustanciales que pueden ocurrir debido a ellos, no limitándose a asegurar la resistencia sino también verificando su desempeño sísmico.

“No olvidemos que el diseño de una estructura de hormigón armado no termina cuando se han obtenido las secciones y la armadura horizontal y vertical de sus elementos. Al contrario ahí se inicia la verificación del desempeño en términos estructurales y económicos que va a tener esa estructura ante diferentes sismos. Es muy probable que al verificar el desempeño se encuentren deficiencias en la estructura y se está a tiempo de corregirlas y optimizar el funcionamiento de la edificación.” [5]

En el aspecto económico, los perjuicios producidos por el sismo no solo se limitan a daños en las edificaciones. “A las pérdidas anotadas se debe añadir las pérdidas debidas a la interrupción de la actividad económica y de los servicios que en ellas se ofrecen, de tal forma que el malestar que generan en la comunidad es muy grande.” [5]. Al utilizar la metodología del diseño por desempeño, es posible identificar las posibles apariciones de rotulas plásticas, permitiendo controlar los daños estructurales que se conllevan pérdidas económicas.

En el aspecto social, el enfoque de diseño por desempeño proporcionara mayor tiempo a las personas de evacuar las edificaciones y de forma controlada, sin que lleguen a colapsar prontamente, dándonos una mayor seguridad, además al reducir las probabilidades de daños estructurales, evita la interrupción de las actividades, permitiendo a las personas seguir con sus actividades cotidianas después de un sismo

En el aspecto ambiental, el óptimo desempeño de una edificación, reducirá las probabilidades de colapso de una edificación frente a un sismo y también la posibilidad de un ambiente de destrucción. Este proyecto reducirá el impacto negativo que trae un sismo, y reduciendo la demanda de los recursos naturales en una reconstrucción.

El objetivo general del proyecto es: Realizar el análisis no lineal estático y dinámico de una edificación de 5 pisos en el distrito de José Leonardo Ortiz, proponiendo mejoras a la estructuración.

Los objetivos generales del proyecto son: Realiza el análisis no lineal estático y dinámico; evaluar el desempeño sísmico de la edificación ante los diferentes niveles de amenaza sísmicas; optimizar los elementos estructurales, mejorando desde una respuesta local a una global o una mejor estructuración; comparar el análisis no lineal estático y dinámico en la aceptación del desempeño.

Mostrar mediante los resultados, la necesidad de considerar el análisis no lineal en el procedimiento tradicional.

II MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes del problema

Las investigaciones en el campo desempeño sísmico a partir del análisis no lineal y más aún su aplicación en nuestro país están aún en sus inicios, una de estas investigaciones es comentada por el Dr Genner Villarreal Castro en su conferencia: "Nuevas tendencias en el diseño sísmico avanzado" donde primeramente habla sobre la línea de investigación del diseño por desempeño, comenta también sobre una tesis realizada en UPAO que fue asesorado por él, titulado: **"EVALUACIÓN DEL GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA ESTRUCTURAL EN EDIFICACIONES CONFORMADAS POR SISTEMAS APORTICADOS Y DE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN EL SECTOR DE LA ESPERANZA PARTE BAJA – TRUJILLO. 2014"** donde tanto por análisis dinámico espectral y por análisis no lineal estático las edificaciones no es aceptable el comportamiento sísmico

V. Vergara y M. Zevallos, "Análisis Sísmico por Desempeño Estático No Lineal de un Edificio de 6 Niveles en La Ciudad de Trujillo, La Libertad", Tesis de grado, Universidad Privada Antenor Orrego, 2014.

El autor teniendo el diseño estructural de una vivienda multifamiliar de Trujillo, usó la metodología de Fema-356 y el ATC-40, llegando a comparar los resultados obtenidos por estos, que fueron cercanos, menciona que gracias al Pushover se puede entender el comportamiento de una edificación ante el sismo, permitiendo ver la secuencia de aparición de rotulas plásticas.

R. Cisneros Ayala, "Análisis y Diseño Sísmico por Desempeño de la Infraestructura de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil", Tesis de grado, Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, 2014.

En el trabajo se habla de las limitaciones que tiene la NTP E030, que se han vistos reflejados en el mal desempeño en los diferentes sismos como el de Nazca y Pisco. Comprueba el desempeño por sismo del módulo 3 de la Escuela de Ingeniería Civil de de dicha universidad, utilizando el documento del ATC y lo indicado por el Comité Visión 2000, se realizó con y sin la incorporación de muros de mampostería, concluye recomendando el análisis sísmico con la incorporación de muros de mampostería en estructuras regulares y no para las irregulares.

J. Pérez Cruz, "Diseño Sismo Resistente por Desempeño y sus Efectos en el Comportamiento Estructural", Tesis de grado, Universidad Técnica de Ambato, 2013.

El autor indica la necesidad de estudiar el desempeño sísmico de las edificaciones ante los diferentes niveles de peligro sísmico. Evaluó el desempeño sísmico de una edificación aporticada de 4 pisos, que fue realizada con la NEC-2011, siguiendo lo indicado por el Comité Visión 2000 y ATC-40, llega a verificar que cumple por desempeño, pero indica que si se verifica la deformada de los casos de análisis modal espectral, no satisface lo indicado, recomendando un análisis exhaustivo al momento de considerar los cambios de sección de los elementos estructurales, también invita a desarrollar estudios adicionales en el campo del diseño por desempeño debido a la poca intervención en el tema en su país.

D. Quizanga Martines L. Viera Arroba, J. Andino Carranco, "Análisis estático no lineal de edificios aporticados de hormigón armado aplicando normativa ecuatoriana, colombiana y peruana", Articulo, Universidad Central del Ecuador, 2020.

En el artículo se compara el desempeño de 18 modelos de estructuras aporticadas que han sido diseñado con diferentes normas, en este caso es la norma ecuatoriana (NEC-15), colombiana (NSR-10) y peruana (E030), a cada modelo se les hiso su ANLE (pushover) y empleando el método de espectro de capacidad, se encontró los puntos de desempeño, todo con el fin de encontrar consejos que se puedan adoptar a cada norma. Los resultados mostraron un mejor comportamiento sísmico de los modelos diseñados con la norma colombiana, las estructuras diseñadas con la norma peruana al ser más estricto con el límite de deriva (0.007) terminan siendo más rígidas, esto no necesariamente implica que actúe mejor ante amenazas sísmicas y por último los modelos diseñados siguiendo la NSR-10 tuvieron el menor desempeño, el estudio sugiere probar con otras estructuraciones pues cabe la posibilidad que cambie los resultados.

Y. Salcedo Barco, "DESEMPEÑO SISMICO POR EL MÉTODO PUSH-OVER DE UN EDIFICIO CONSTRUIDO EN LA CIUDAD DE BARRANQUILLA BAJO LA NORMA NSR-10", Tesis de grado, Universidad de la costa, 2017.

Se evaluó la vulnerabilidad a través del análisis no lineal estático una edificación alta que fue diseñado con la norma colombiana NSR-10 para lo que se usó el programa ETABS y se verifico su desempeño frente a los 3 niveles de amenaza sísmica, se verifico que cumple satisfactoriamente para los 3 casos, el autor recomienda usar para estas estructuras un software con mejor rendimiento debido a la demora en el análisis.

M. Sánchez Aguilar, "Diseño Sísmico Basado en Desempeño para una Edificación Esencial de Concreto Reforzado -Edición Única", Tesis de maestría, Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey, 2010.

Primero de diseño la una edificio (hospital) de 9 pisos con la normativa mexicana y después se hiso un análisis pushover y tiempo historia no lineal para el estado de servicio y seguridad, el procedimiento se basó en el ATC-40, obteniendo un buen desempeño frente al colapso y ante estado de servicio, cumpliendo incluso holgadamente.

Y. Portillo Willians, J. Rodríguez Martínez, C. Martínez Soto, "Introducción al diseño de marcos de concreto reforzados, por el método de análisis estático no lineal (push-over)", utilizando un software especializado", Tesis de grado, Universidad de el salvador, 2011.

Se comparó el comportamiento de estructuras de concreto armado entre la norma de El Salvador vs estructuras mejorados en base al análisis no lineal estático, para el procedimiento no lineal se usó el FEMA 356 y el programa que se uso fue el SAP2000, en esta investigación nos ilustra a detalle como emplear el software, nos explica que el análisis no lineal permite ver de formas más real el comportamiento de la estructura frente al sismo, siendo útil por saber en orden como va surgiendo las rotulas.

2.2 Bases teórico-científicas

2.2.1 Normativas del diseño por desempeño

ATC 40: Seismic Evaluation and Retrofit of concrete buildings, California, 1996

Propuesta generada en 1990 en la ciudad de california, Estados unidos, el proyecto estaba destinado a mejorar la forma de realización de la adecuación sísmica en edificaciones del sistema

El consejo de tecnología aplicado (ATC) en 1994 tuvo un convenio para elaborar una metodología para la evaluación y adecuación sísmica de edificios de concreto construidos con fondos de la comisión de seguridad de california, produciéndose el documento ATC-40.

El ATC-40 detalla el método del espectro de capacidad para el cálculo de la demanda inelástica de desplazamiento para un movimiento sísmico dado.

FEMA 273: NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, D.C, 1997

FEMA 274: NEHRP Commentary on the guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, D.C, 1997

Se inició un programa en 1984, con el propósito de elaborar una metodología para identificar edificaciones en peligro ante eventualidades sísmicas, también un sumario de técnicas de rehabilitación, por parte de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA), estuvieron detrás de la realización el Consejo de Seguridad Sísmica de edificaciones (BSSC), el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) y la Sociedad Americada de Ingenieros Civiles (ASCE).

Este proyecto produjo los documentos FEMA 273 y 274, los cuales fueron publicados oficialmente en octubre de 1997.

FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, D.C, 2005

La norma se base en una metodología de diseño por desempeño, esta es presentada en noviembre del 2000, y termina remplazando a sus predecesoras, FEMA 273 y FEMA 274.

Los procedimientos usan el análisis estático no lineal para la predicción de la demanda en estructuras, además emplea el método de los coeficientes para el cálculo de la demanda inelástica de desplazamiento para un movimiento sísmico dado.

FEMA 440: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis procedures, 2005

Se buscó investigar la razón de las diferencias en la demanda de desplazamiento entre la metodología del FEMA 356 y el ATC-40.

Propone mejoras de los procedimientos estáticos no lineales, específicamente el método de los coeficientes y del espectro de capacidad respectivamente. También da indicaciones en cómo y cuándo aplicar cada metodología, con el fin de evitar respuestas incoherentes.

ASCE/SEI 31-03: Seismic Evaluation of Existing Buildigs, Virginia, 2003

Permite la evaluación sísmica de edificaciones de edificaciones existentes, atreves de un método de tres fases, verificando de esta manera la resistencia ante fuerzas sísmicas de la estructura. La norma contribuye con procedimiento de evaluación además de ser utilizable a nivel nacional.

ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Virginia, 2014

La normativa combina el proceso de evaluación sísmica y adecuación de edificaciones existentes, remplazando a las anteriores, destaca por emplear el método de los coeficientes para calcular la demanda inelástica.

Se propone un método de tres fases para la evaluación sísmica según el nivel de desempeño sísmico, también determina los criterios de aceptación y la secuencia de análisis para las amenazas geológicas del lugar y las cimentaciones.

2.2.2 Conceptos básicos

Diseño por capacidad

Consiste en propiciar que origine primero la fluencia en las rotulas plásticas, evitando en lo posible una falla frágil. J. Pique del Pozo y M. Burgos Namuche resumen la filosofía del diseño por capacidad dado por Paulay, T & Priestley, M. J. N (1992). En los siguientes 3 puntos:

- Se definen claramente las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, las que se diseñan para que tengan una resistencia nominal mayor a la resistencia requerida que proviene de las combinaciones de cargas especificadas más adelante. Estas zonas se detallan cuidadosamente con el fin de asegurar que las demandas de ductilidad en estas regiones sean las esperadas. Esto se logra, principalmente, con menores espaciamientos de la armadura transversal.
- Se evita, en los elementos que tienen rótulas plásticas, las formas indeseables de deformación inelástica tales como los originados por corte o fallas de anclaje e inestabilidad, asegurando que la resistencia de estas formas exceda la capacidad de las rótulas plásticas a causa de la sobre resistencia flexional.
- Las zonas potencialmente frágiles, o elementos que no puedan estar aptos para disipar energía, se protegen asegurando que su resistencia sea mayor que las demandas que se originan por la sobre resistencia flexional de las rótulas plásticas. Por lo tanto, estas zonas se diseñan para que permanezcan elásticas independientemente de la intensidad del sismo.

Indicaciones de diseño de la norma E030 vinculados al desempeño sísmico

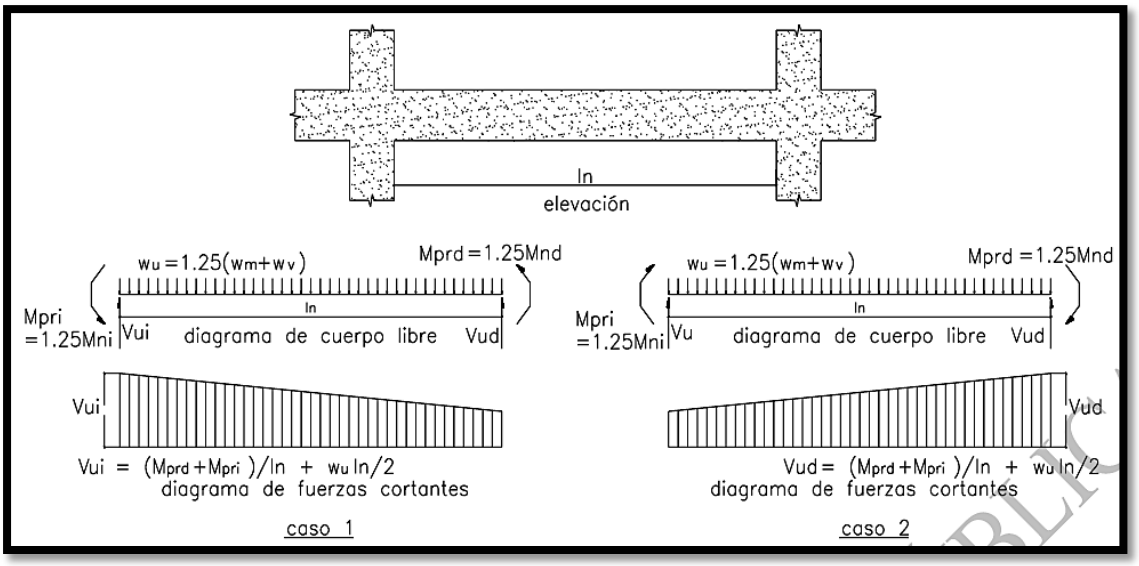
Para garantizar la fluencia del acero y evitar la falla por corte, se diseña para una fuerza cortante relacionada a esta situación, estas indicaciones en la norma aseguran un diseño por capacidad:

En la NTP E060 21.5.4.1 para vigas nos dice: “La fuerza cortante de diseño, Vu, de los elementos en flexión, deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias probables en flexión (Mpr = 1,25 Mn)…”

En la NTP E060 21.6.5.1 para columnas nos dice:” La fuerza de cortante de diseño, Vu, se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas se deben determinar usando las resistencias máximas probables en flexión (Mpr = 1,25 Mn) en cada extremo del elemento (con flexión en doble curvatura)…”

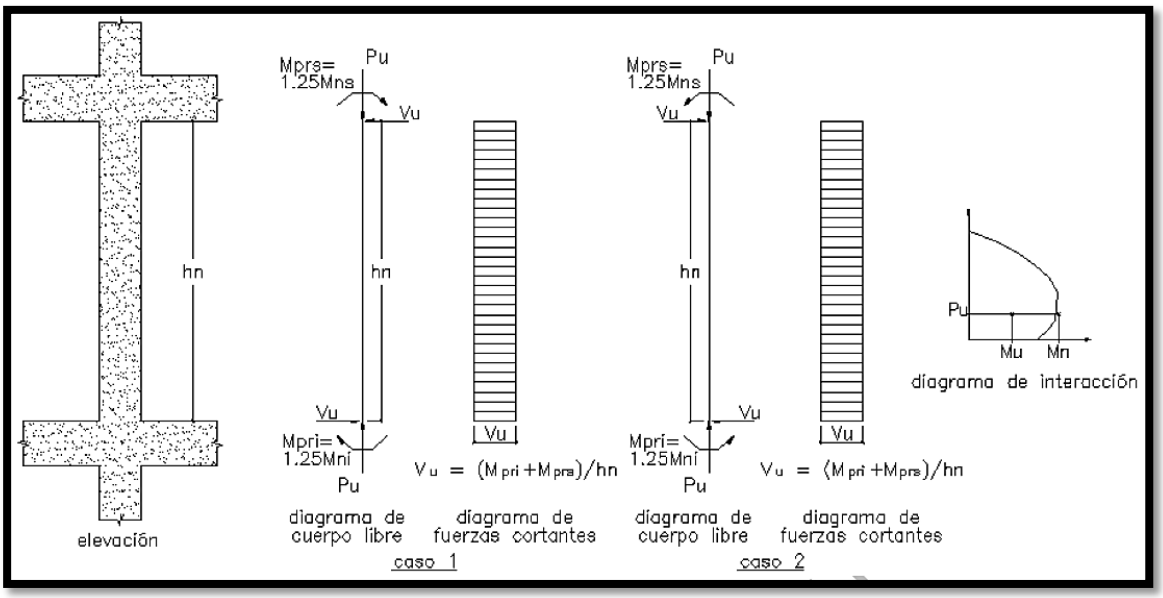
Estas sugerencias aseguran que para sistemas estructurales dúctiles, los elementos estructurales puedan incursionar en su rango no lineal completamente, sin antes fallar por corte.

Figura 1: Fuerza cortante de diseño en vigas



Fuente: NTP E060

Figura 2: Fuerza cortante de diseño en columnas



Fuente: NTP E060

Otra indicación importante es la que busca la relación columna fuerte – Viga débil

En la NTP E060 21.6.2.2 nos dice: Las resistencias a flexión de las columnas en las caras de los nudos deben satisfacer la ecuación

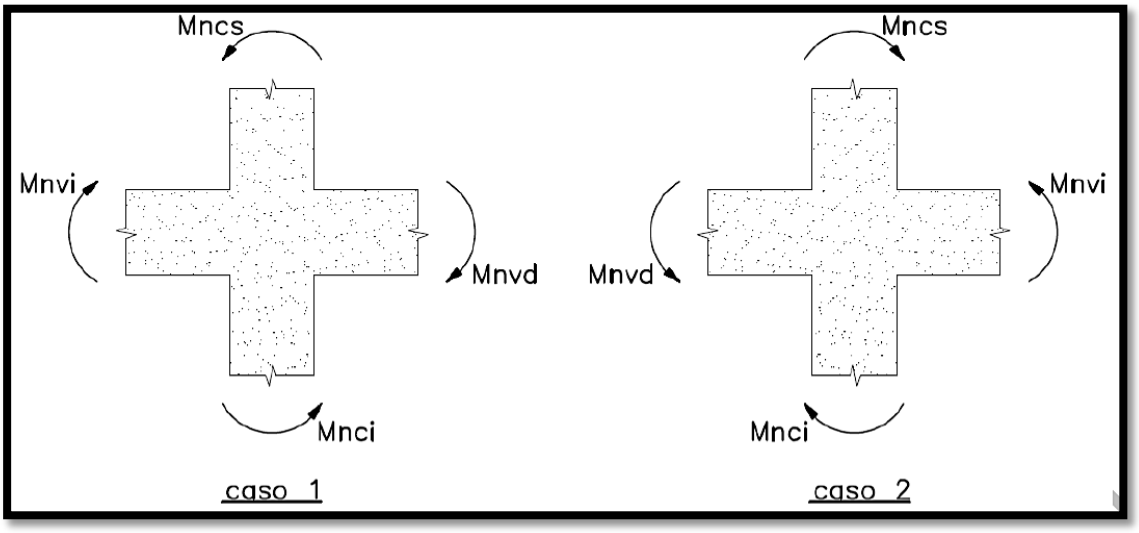
$$\sum Mnc \geq 1.20 \sum Mnv$$

Dónde:

$\sum \boldsymbol{Mnc}$: Suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo

$\sum \boldsymbol{Mnv}$: Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo

Figura 3: Resistencia a flexión de columnas y vigas en nudo.



Fuente: NTP E060

Así se busca disipar energía con la formación de rotulas plásticas en vigas antes que en columnas.

Finalmente señalamos lo que dice la NTP E030 con respecto a los objetivos de desempeño que persigue.

En la NTP E030 capítulo 1 articulo 3 - Filosofía y Principios del Diseño Sismo resistente no dice:

La filosofía del Diseño Sismorresistente consiste en:

a. Evitar pérdida de vidas humanas.

b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.

c. Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en la presente Norma los siguientes principios:

a. La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.

b. La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.

c. Para las edificaciones esenciales, definidas en la Tabla Nº 5, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

La norma contempla cumplir un solo punto de desempeño Prevención de colapso – Sismo severo, sin embargo es posible evaluar otros niveles de desempeño y ver si las mejoras son económicamente factibles.

Ductilidad

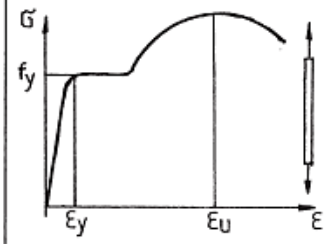
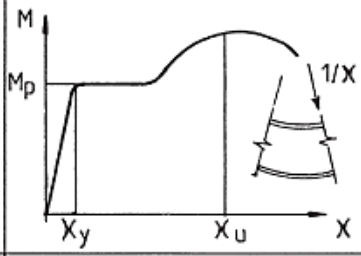
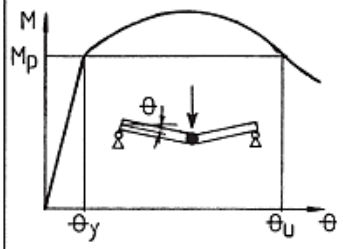
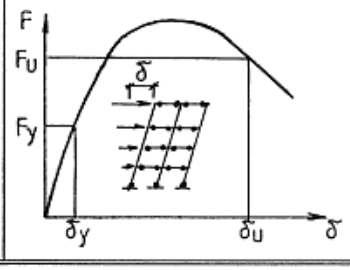
Es la capacidad de una estructura para sufrir deformaciones después de su rendimiento inicial sin ninguna reducción significativa en la resistencia última.

En la práctica del diseño sismoresistente, el término ductilidad se usa para evaluar el desempeño sísmico de estructuras, indicando la cantidad de energía sísmica que puede disiparse mediante deformaciones plásticas.

El uso del concepto de ductilidad brinda la posibilidad de reducir las fuerzas sísmicas de diseño, El uso del concepto de ductilidad brinda la posibilidad de reducir las fuerzas sísmicas de diseño y permite la producción de algunos daños controlados en la estructura, también en caso de fuertes sismos. [6]

Algunos de los tipos de ductilidad son:

Figura 4: Tipos de ductilidad

Ductility types	Schematic representation	Definition
Material (axial) ductility		$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}$
Cross-section (curvature) ductility		$\mu_\chi = \frac{\chi_u}{\chi_y}$
Member (rotation) ductility		$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y}$
Structure (displacement) ductility		$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y}$

Fuente: Framed structures. Ductility and seismic response, Gioncu, 2000

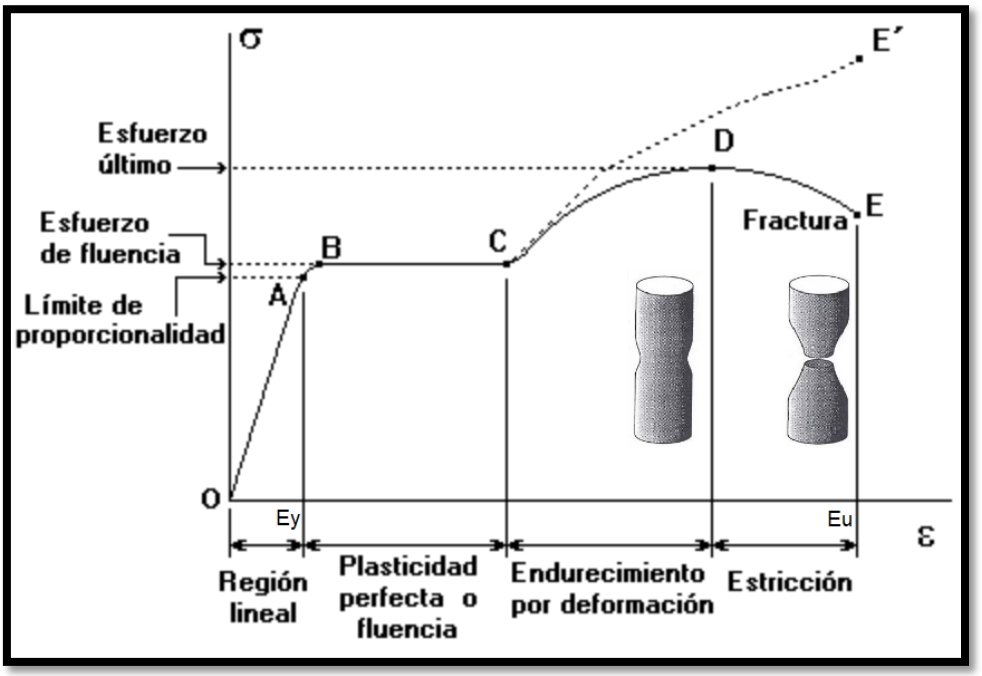
Ductilidad del material

En una curva esfuerzo - deformación de una muestra de acero ensayada, la ductilidad viene expresada dividiendo la deformación máxima (Eu) entre la deformación de fluencia (Ey)

$$\boldsymbol{\mu e = \varepsilon u / \varepsilon y}$$

La ductilidad debe ser superior a lo solicitado por el sismo, además se debe tener en cuenta que durante un sismo se produce inversión de esfuerzos y deformaciones en sus direcciones.

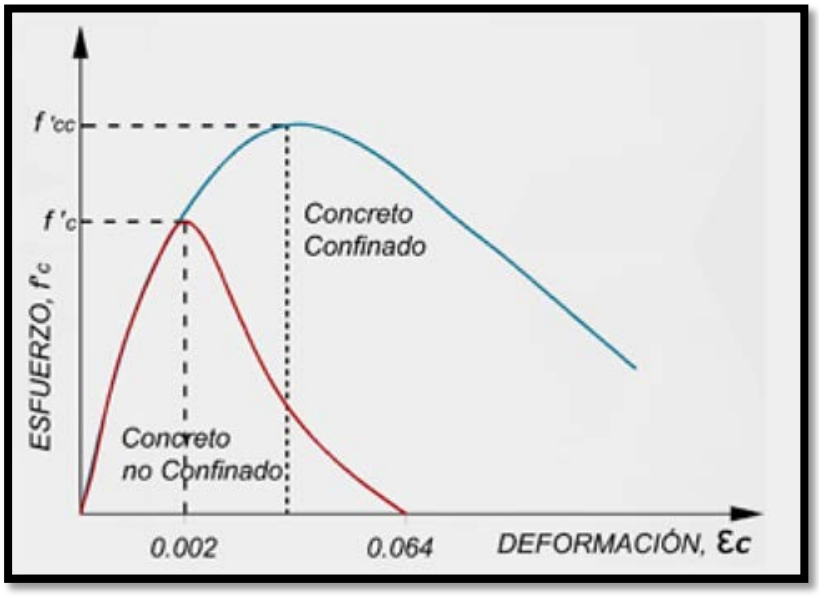
Figura 5: curva esfuerzo deformación del acero



Fuente: Propia

En el caso del concreto al estar confinado tiene una mayor capacidad de deformación, se vuelve más dúctil. Cuando un elemento de concreto armado esta en compresión, la expansión lateral producida es restringida por el confinamiento

Figura 6: curva esfuerzo deformación del concreto ante compresión

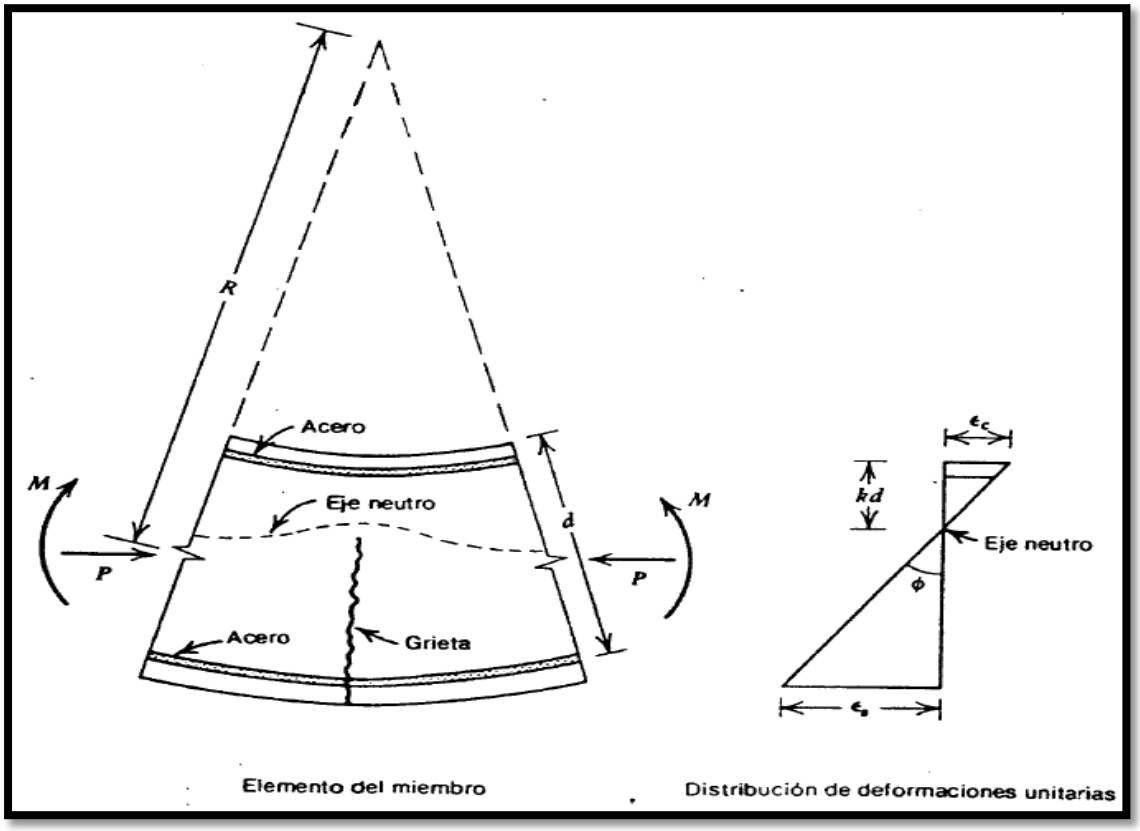


Fuente: Propia

Ductilidad de la sección del elemento estructural

Sabiendo que R es radio de curvatura medido hacia el eje neutro, la curvatura de una sección viene expresada como 1/R (rotación por longitud unitaria del elemento).

Figura 7: Diagrama momento – curvatura de una sección de concreto armado



Fuente: Estructuras de concreto reforzado, Park. R, Paulay. T, 1988.

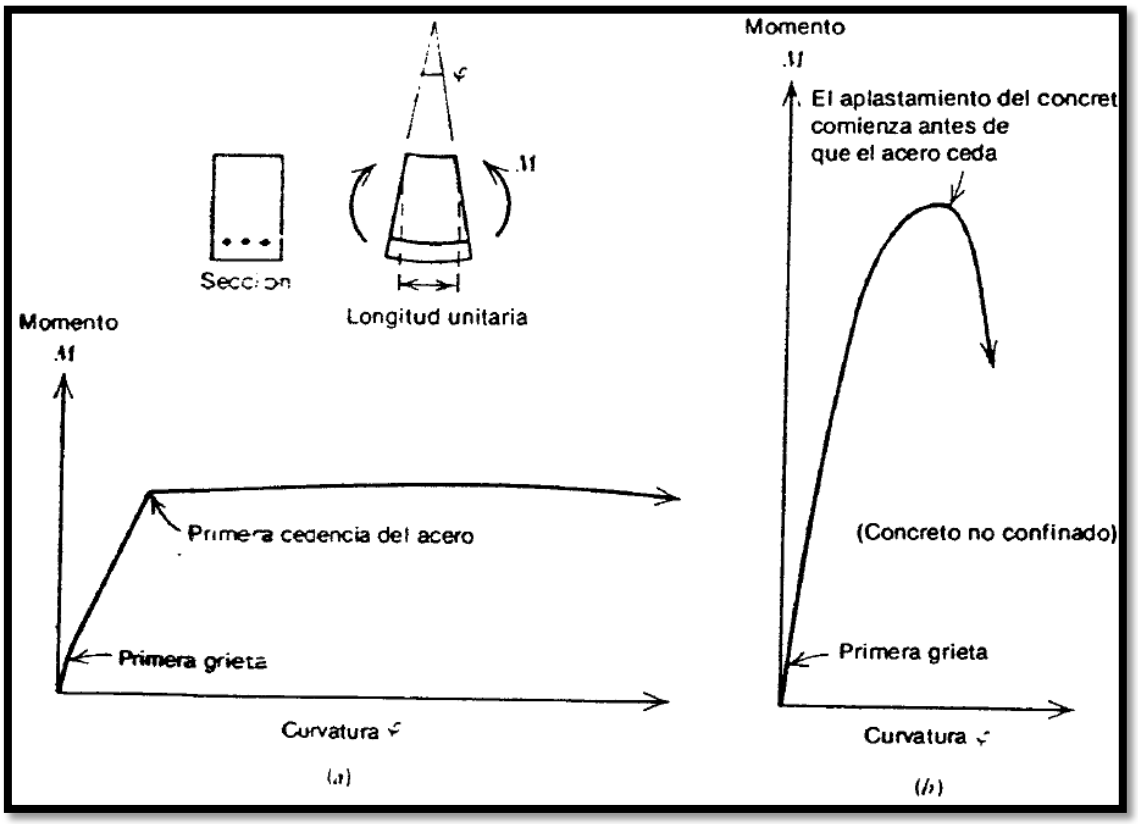
Una vez que se produce el primer agrietamiento, la rigidez a flexión de la sección se reduce, pasado este punto, dependiendo de la cantidad de acero que se encuentre en la sección se producirá un diferente comportamiento.

Si el refuerzo de acero es una cuantía baja, el acero después de llegar al punto de fluencia tendrá grandes incrementos de curvatura a flexión antes de ceder.

Si el refuerzo de acero es una cuantía alta, la sección entra en el rango inelástico desde que el concreto entra en este rango en su curva esfuerzo deformación, puede producirse una falla frágil si no se colocan estribos.

Por esta razón se utiliza cuantías menores a la balanceada para asegurar la ductilidad del elemento.

Figura 8: Diagrama momento – curvatura para una sección de viga con una cuantía superior e inferior a la cuantía balanceada



Fuente: Estructuras de concreto reforzado, Park. R, Paulay. T, 1988.

En una curva momento – curvatura de una sección de concreto armado, la ductilidad viene expresada dividiendo la curvatura máxima (øu) entre la curvatura de fluencia (øy).

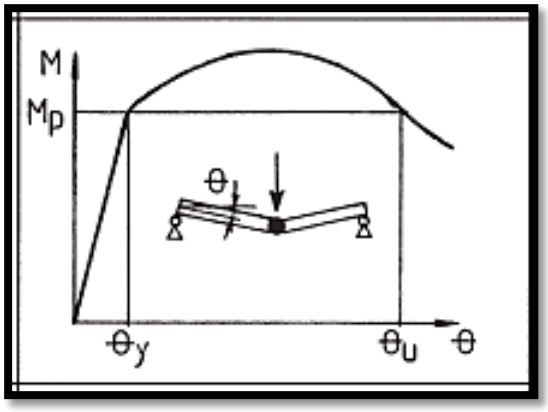
$$\boldsymbol{\mu\emptyset = \emptyset u / \emptyset y}$$

También se recomienda que la ductilidad deba ser superior a lo solicitado por el sismo.

Ductilidad de la zona de un elemento

Cuando en una viga, se alcanza el límite de momento de fluencia, se produce una rotula plástica en la zona y con esto comienza una rotación en fluencia.

Figura 9: Diagrama momento – rotación de una zona del elemento concreto armado



Fuente: Framed structures. Ductility and seismic response, Gioncu, 2000

No linealidad geométrica y sus efectos

La no linealidad geométrica es causado por cargas de gravedad que actúan sobre la estructura deformada, lo que lleva a un aumento de las fuerzas internas en los miembros y las conexiones,

Considerar en el análisis no lineal P-Δ, produce perdida de resistencia lateral y rigidez, con un incremento de desplazamientos.

Figura 10: Curva esfuerzo deformación con y sin considerar P-Δ

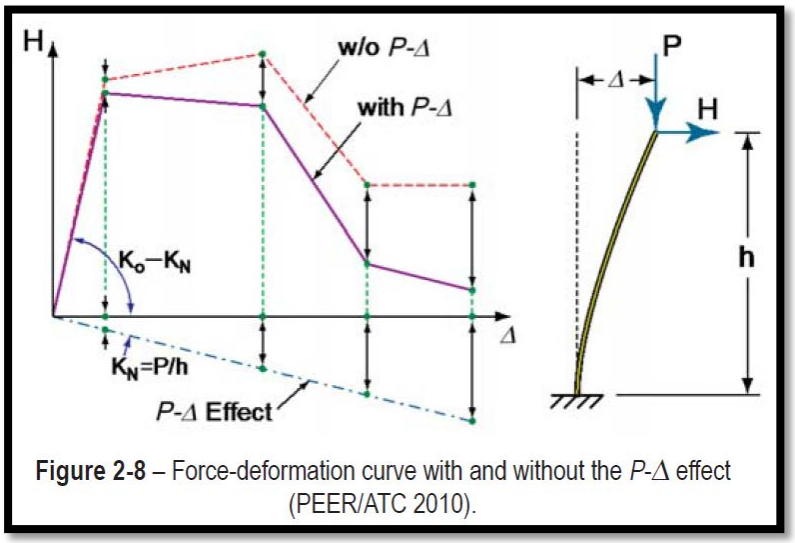


Figure 2-8 – Force-deformation curve with and without the *P-Δ* effect (PEER/ATC 2010).

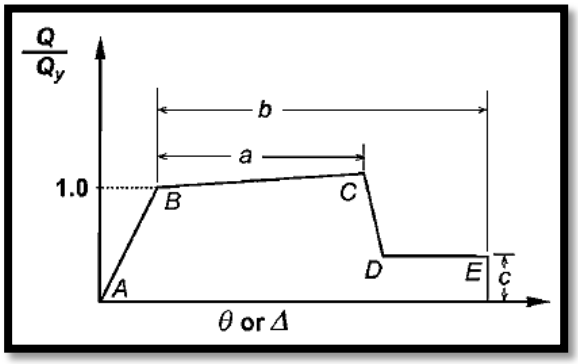
Fuente: PEER/ATC 2010

2.2.3 Conceptos del diseño por desempeño

Comportamiento de los componentes

Se modela utilizando relaciones no lineales carga-deformación, definidas mediante una serie de segmentos en línea recta

Figura 11: Diagrama de deformación en elementos



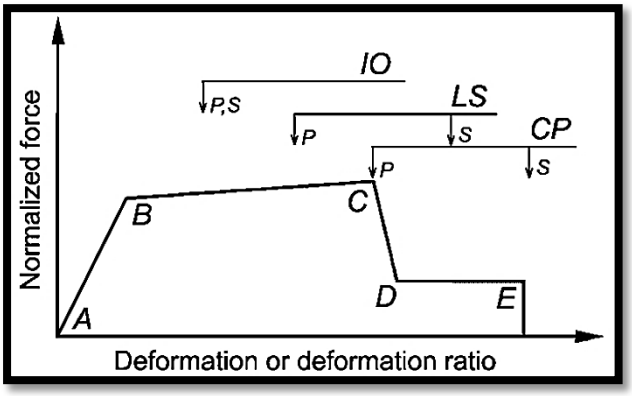
Fuente: ASCE 41-13 (2014)

Donde Qc indica la resistencia del componente y Q la demanda impuesta por el sismo. La respuesta se mantiene lineal hasta el punto de cedencia efectivo B, seguido por un punto de cedencia con posible endurecimiento por deformación C, para luego alcanzar el punto de degradación de la resistencia D, y finalmente el punto de colapso final E.

El ASCE 41-13 nos explica que el rango lineal del elemento está comprendido entre el punto A-B, el punto B viene a ser el punto de fluencia, la pendiente entre B-C es pequeño (0%-10%) de la pendiente elástica y representa el fenómeno de endurecimiento por deformación, el punto C representa la resistencia del elemento y es desde donde comienza la degradación significativa de su resistencia C-D, posterior al punto D el elemento responde con una resistencia reducida, para deformaciones mayores al punto E la resistencia sísmica del elemento es nulo.

También se dan los criterios de aceptación para las relaciones de deformación o deformación de componentes primarios (P) y componentes secundarios (S) correspondientes a los niveles de performance de construcción (CP), seguridad de vida (LS), y Ocupación inmediata (IO) como se muestra:

Figura 12: Criterios de aceptación de deformación para elementos



Fuente: ASCE 41-13 (2014)

Rigidez inicial de los componentes

Puede representarse mediante un valor secante definido por el punto de cedencia efectivo (pendiente A-B de la relación cargar deformación)

Para los componentes dominados por flexión, esta rigidez corresponde a aproximadamente el valor de la rigidez agrietada. Para los componentes dominados por corte, corresponde a la rigidez no agrietada. La rigidez se determina como función de las propiedades del material, dimensiones, cantidad de refuerzo, condiciones de borde y niveles de esfuerzo - deformación.

Tabla 1: Rigidez inicial de los componentes

Table 10-5. Effective Stiffness Values

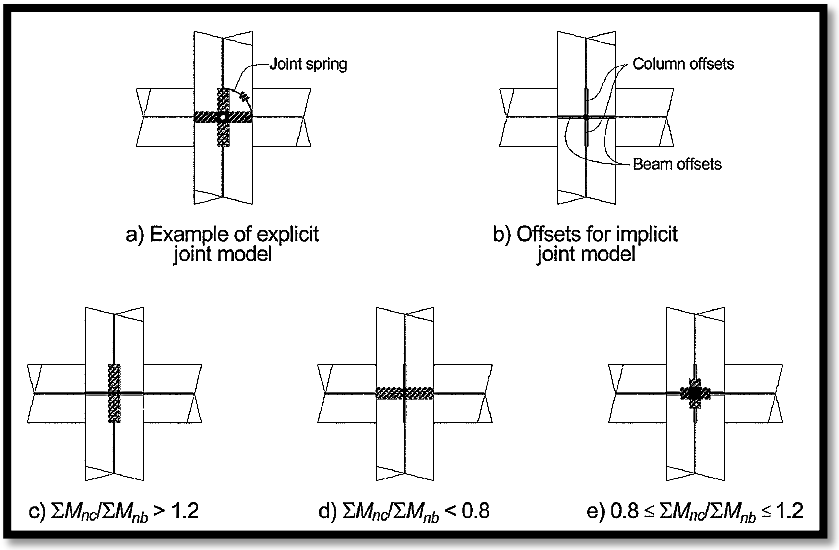
Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity
Beams—nonprestressed[a]	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$
Beams—prestressed[a]	E_cI_g	$0.4E_cA_w$
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_gf_c'$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_gf_c'$ or with tension	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$
Beam–column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1	
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cA_g$
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cA_g$
Walls-cracked[b]	$0.5E_cA_g$	$0.4E_cA_w$

Fuente: ASCE 41-13 (2014)

Rigidez en nudo Viga – Columna

En el análisis, de acuerdo al comportamiento, columna fuerte o no, será necesario considerar rígida el brazo presente del nudo de la viga, de la columna o ambos.

Figura 13: Modelado de la unión viga-columna ASCE 41-13



Fuente: ASCE 41-13 (2014)

Nivel de amenaza sísmica

Debida al movimiento del terreno, debe contemplar la ubicación del edificio con respecto a las fallas geológicas características de la región. El alcance para el cual estas amenazas pueden afectar dependerá de la magnitud del sismo, la distancia a la fuente, la dirección de ruptura de falla, y las características geológicas de la región y locales

La propuesta del comité VISION 2000 expresa los movimientos sísmicos de diseño en términos de un intervalo de recurrencia media

$$Tr = \frac{t}{\ln(1 - pe)}$$

Donde Tr es el periodo de retorno, que se relaciona con la probabilidad de excedencia para un número específico t de años

El ASCE 41-13 considera los siguientes niveles de amenaza sísmica.

Tabla 2: Probabilidad de excedencia y periodo de retorno medio

Table C2-1. Probabililty of Exceedance and Mean Return Period

Probability of Exceedance	Mean Return Period (years)
50%/30 years	43
50%/50 years	72
20%/50 years	225
10%/50 years	475
5%/50 years	975
2%/50 years	2,475

Fuente: ASCE 41-13 (2014)

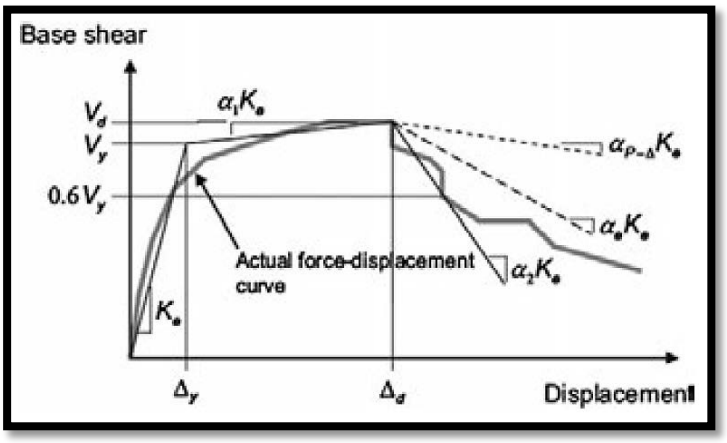
Análisis no lineal estático (Pushover)

La técnica del pushover consiste en llevar a una estructura ya diseñada de la cual se tiene su armado, al colapso; esto se logra mediante la colocación de cargas laterales increméntales, estas cargas se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse (…). Dentro del análisis no lineal estático lo que más se utiliza es la Técnica del Pushover para encontrar la curva de capacidad resistente de las estructuras ante acciones sísmicas (…). En el análisis no lineal lo que cambia es la matriz de rigidez del elemento de acuerdo al valor de los momentos que actúan sobre dicho elemento. [5]

Curva pushover

Esta curva relaciona las fuerzas en la base con los desplazamientos en el nivel superior de la estructura, se construye para representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura.

Figura 14: Curva de fuerza desplazamiento idealizada



Fuente: ASCE 41-13 (2014)

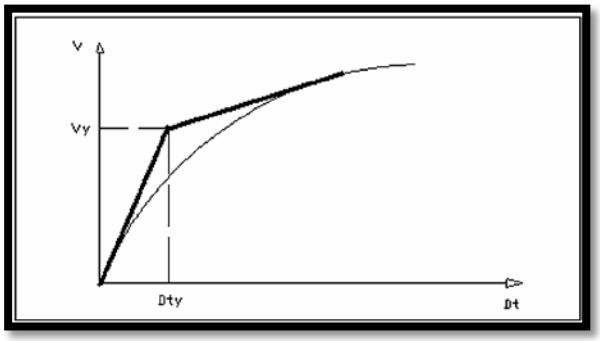
Modelo bilineal de la curva de capacidad

Hay diferentes modos para obtener el modelo bilineal de la curva de capacidad, en este se puede diferencia el rango elástico del inelástico, siendo el punto de fluencia el que marca el cambio. Conservadoramente el punto de fluencia de la estructura aparece cuando alguna sección de los elementos estructurales alcance su punto de fluencia local. Entre los métodos están:

1.- Criterio de la Rigideces Tangentes

Corresponde al caso en que se trazan dos tangentes a la curva de capacidad resistente, una en el rango elástico y otra en el punto de cortante Vu, el punto de intersección de las dos tangentes determina el punto de fluencia de la estructura [5]

Figura 15: Rigidez Tangente Horizontal



Fuente: Aguiar (2003)

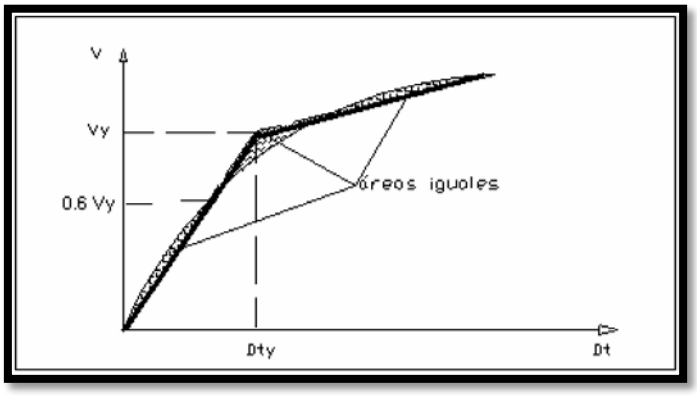
2.- Criterio de la Rigideces Tangentes

El tercer criterio, corresponde al que se obtiene al igualar las áreas externa e interna de la curva de capacidad resistente

Este criterio es más elaborado, con relación a los anteriores en el sentid de que se debe realizar más operaciones. El punto de fluencia se determina en forma iterativa hasta que el área exterior se considere aproximadamente igual al área interior.

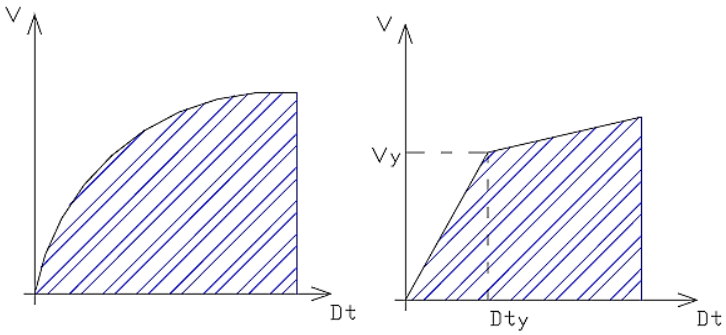
Existe otra alternativa de encontrar el modelo bilineal, con este criterio y consiste en igualar el área bajo la curva de capacidad con el área de la curva del modelo bilineal. [5]

Figura 16: Iguales áreas



Fuente: Aguiar (2003)

Figura 17: Alternativa para determinar el modelo bilineal



Fuente: Aguiar (2003)

Método del espectro de capacidad

Definido en el documento ATC-40, este método constituye un procedimiento simple para determinar el punto de desempeño de una estructura cuando se ve sometida a movimientos sísmicos.

Mediante un procedimiento gráfico, se compara la capacidad para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de respuesta reducido

Método de los coeficientes de desplazamiento

Definido en el FEMA, este método utiliza una versión modificada de la aproximación de desplazamientos iguales para estimar el punto de desempeño de una estructura mediante un procedimiento numérico directo.

Consiste en el cálculo de una serie de coeficientes que modifican el desplazamiento espectral.

Nivel de desempeño

Describe un estado límite del edificio prudente, presentando una condición limite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: los posibles daños físicos sobre los componentes, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes producida por los daños, y la funcionalidad de la edificación posterior al sismo.

Posterior a un evento sísmico se espera los siguientes estados de la estructura para cada uno de los estados:

- Operacional: Se mantiene funcional sin daño apreciables
- Inmediata ocupación: El edificio es seguro de ocupar y las reparaciones son mínimas.
- Seguridad de vida: La estructura se mantiene estable y tiene una capacidad de reserva significativa
- Prevención del colapso: El edificio permanece en pie, pero apenas; cualquier otro daño o pérdida es aceptable.

En tabla de objetivos de desempeño del ASCE 41-13 se relaciona cada uno de los estados con un nivel de amenaza sísmica, los objetivos básicos son el “g” (Seguridad de viga – A.S. 20% de excedencia en 50 Años) y el “l” (Prevención de colapso – 5% de excedencia en 50 Años)

Figura 18: Objetivos de desempeño y niveles, rangos de desempeño en edificios

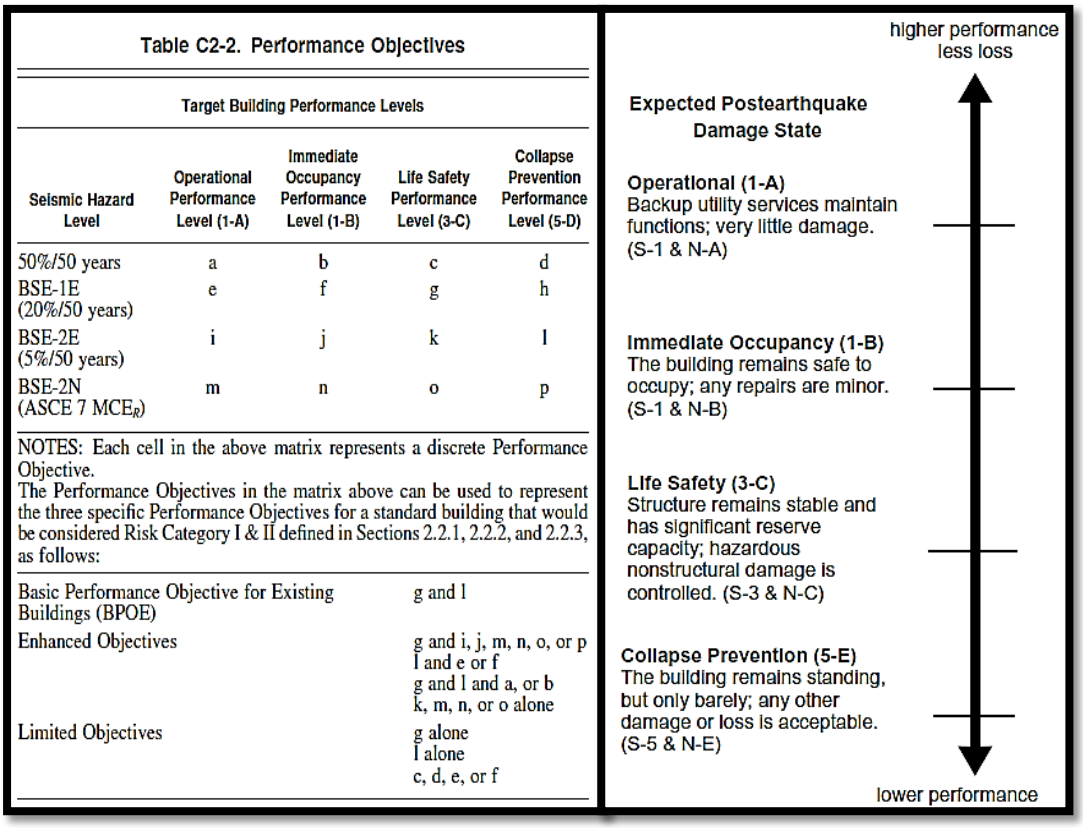


Table C2-2. Performance Objectives

Target Building Performance Levels				
Seismic Hazard Level	Operational Performance Level (1-A)	Immediate Occupancy Performance Level (1-B)	Life Safety Performance Level (3-C)	Collapse Prevention Performance Level (5-D)
50%/50 years	a	b	c	d
BSE-1E (20%/50 years)	e	f	g	h
BSE-2E (5%/50 years)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 MCE_R)	m	n	o	p

NOTES: Each cell in the above matrix represents a discrete Performance Objective.
The Performance Objectives in the matrix above can be used to represent the three specific Performance Objectives for a standard building that would be considered Risk Category I & II defined in Sections 2.2.1, 2.2.2, and 2.2.3, as follows:

Basic Performance Objective for Existing Buildings (BPOE)	g and l
Enhanced Objectives	g and i, j, m, n, o, or p l and e or f g and l and a, or b k, m, n, or o alone
Limited Objectives	g alone l alone c, d, e, or f

Fuente: ASCE 41-13

Límites de desempeño global de la estructura

El FEMA 356 nos pone límites de derivas (Desplazamiento / altura total de edificio) tanto permanentes como transitorias (lineal y no lineal), para que el comportamiento global de la estructura sea el esperado, también nos detalla que niveles de daño se puede esperar en cada uno de estos objetivos.

Para el nivel de "ocupación inmediata" se espera como máximo tener fisuras leves como líneas de cabello, en "Seguridad de vida" hay daño apreciable en vigas donde hay desprendimiento del recubrimiento y en columnas dúctiles se espera agrietamientos por cizallamiento de 1/8" como máximo, finalmente para "Prevención de colapso" hay una amplia formación de grietas y rotulas en elementos dúctiles.

Tabla 3: Niveles de desempeño estructural y daños

Table C1-3 Structural Performance Levels and Damage[1, 2, 3]—Vertical Elements

		Structural Performance Levels		
Elements	**Type**	**Collapse Prevention S-5**	**Life Safety S-3**	**Immediate Occupancy S-1**
Concrete Frames	Primary	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Extensive damage to beams. Spalling of cover and shear cracking (<1/8" width) for ductile columns. Minor spalling in nonductile columns. Joint cracks <1/8" wide.	Minor hairline cracking. Limited yielding possible at a few locations. No crushing (strains below 0.003).
	Secondary	Extensive spalling in columns (limited shortening) and beams. Severe joint damage. Some reinforcing buckled.	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Minor spalling in a few places in ductile columns and beams. Flexural cracking in beams and columns. Shear cracking in joints <1/16" width.
	Drift	4% transient or permanent	2% transient; 1% permanent	1% transient; negligible permanent

Fuente: FEMA 356 (2005)

III METODOLOGÍA

3.1 Tipo y nivel de investigación

- Según el diseño de investigación es de tipo descriptiva debido a que desde el análisis de los elementos estructurales se logra ver su comportamiento y así poder realizar su diseño. Siendo la característica fundamental de estudio el desempeño sísmico de cada elemento estructural y en conjunto.
- De acuerdo al fin que se quiere conseguir, es aplicada, debido a que busca una solución al problema del mal comportamiento estructura, además que depende de aportes teóricos como las normativas internacionales.
- La investigación es de nivel cuantitativo, porque a partir de los análisis realizados se pueden obtener valores que reflejan el desempeño de la estructura.

3.2 Diseño de investigación

Adaptando la propuesta de Sánchez y Reyes (1996) es el siguiente:

Muestra => Observación => Propuesta

3.3 Población, muestra, muestreo

- La población son todas las viviendas de José Leonardo Ortiz.

- La muestra de estudio son las 2 propuestas de estructuración de una edificación multifamiliar en la ciudad de José Leonardo Ortiz.

3.4 Criterios de selección

La muestra observada para el análisis es única.

3.5 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Técnicas

Análisis de contenido. Ordenando e interpretando la información conseguida de diversas fuentes (bibliográficas, normas, programas, planos, ensayos, etc.)

- Normas
  - Norma E 020 Cargas
  - Norma E 030 Diseño sismo resistente
  - Norma E 050 Suelos y cimentaciones
  - Norma E 060 Concreto armado
  - Norma ASCE 41-13 (Análisis no lineal)

Instrumentos

- Ensayos de laboratorio de Mecánica de Suelos
  - Análisis Granulometría
  - Limite Líquido, Plástico e Índice de Plasticidad
  - Contenido de Humedad
  - Contenido de Sales
  - Peso Específico
  - Peso Volumétrico
  - Ensayo de corte directo
  - Ensayo de SPT
- Programas de cómputo
  - AUTOCAD
  - Microsoft Office: Excel, Word, Power Point.
  - SAP 2000 y ETABS
  - SeismoSignal, SeismoMatch y Degtra

3.5.1 Ensayo en campo

3.5.1.1 Ensayo de penetración estándar (SPT)

Se hinca un muestreador de caña partida para obtener una muestra representativa de suelo y medir la resistencia del suelo a la penetración

Procedimiento

"Consiste en la caída libre desde una altura de 30 pulg. (76 cm), a través de una barra guía, de un martillo que tiene una masa de 140 lb. (63.5 kg) la cual golpea sobre un cabezal conectado al penetrómetro mediante barras. El número de golpes N necesarios para llevar a cabo una penetración de 12pulg. (30 cm). Se define como la resistencia a la penetración." (NTP 339.133)

3.5.2 Ensayo de laboratorios

Ensayo de humedad, ensayo se realizará según norma técnica peruana 339.127:1998. Equipos: Horno de secado, taras, cucharas, espátulas, balanza.

Límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad, NTP 339.129 / ASTM 4318. Estos ensayos sirven para expresar cuantitativamente el efecto de la variación del contenido de humedad en las características de plasticidad de un suelo cohesivo. Los ensayos se efectúan en la fracción de muestra de suelo que pasa la malla N° 40. La obtención de los límites líquido y plástico de una muestra de suelo permite determinar un tercer parámetro que es el índice de plasticidad.

Ensayo de granulometría, ensayo se realizará según norma técnica peruana 339.128:1999. Equipos: Tamices, balanza, horno, pala, cucharas, agregados.

Análisis químico, Ensayo se realizará según norma técnica peruana 339.152:2002 determinación del contenido de sales solubles en suelos y agua subterránea.

3.6 Plan de procesamiento y análisis de datos

FASE I

- Estudios de Mecánica de suelos
- Estructuración, predimensionamiento, Modelamiento y análisis sísmico en software.
- Diseño de los elementos estructurales de la edificación.
- Finalización de EMS, Análisis y diseño de la cimentación de la edificación.
- Inicio del análisis no lineal estático

FASE II

- Realizar el análisis no lineal dinámico
- Evaluación del desempeño sísmico de la edificación
- Optimización de la estructuración y Análisis sísmico de estructuración optimizada
- Inicio del diseño de elementos estructurales de Estructura optimizada

3.7 Procedimientos

3.7.1 Procedimiento de análisis no lineal estático

Tanto para el análisis no lineal estático y dinámico se realizó usando el software ETABS v16.2.0, principalmente para aplicar rotulas según la ASCE 41-13, versiones inferiores tienen a disposición solo hasta el FEMA 356.

3.8 Procedimiento del análisis no lineal estático (Pushover)

Se explicara la serie de pasos necesarios que se deben realizar en el software ETABS para realizar el análisis Pushover.

Se partirá desde una estructura completa para análisis sísmico, donde está completamente modelado, definido las propiedades de materiales y secciones, asignado las cargas que soporta, asignado diafragma.

Asignar los aceros de refuerzo y modificar la rigidez

El primer paso es definir el refuerzo que se encuentra en cada uno de los elementos estructurales, para ello se modificara en las propiedades de secciones, tanto de vigas y columnas, en el caso de muros de corte se colocara el refuerzo con la función asignar.

a) Vigas

- En tipo de diseño considerar ante la solicitud de momento M3
- La distancia desde la fibra externa hasta el centroide del refuerzo:

  $0.04 + 0.0095 + 0.01588/2 \approx 0.06m$

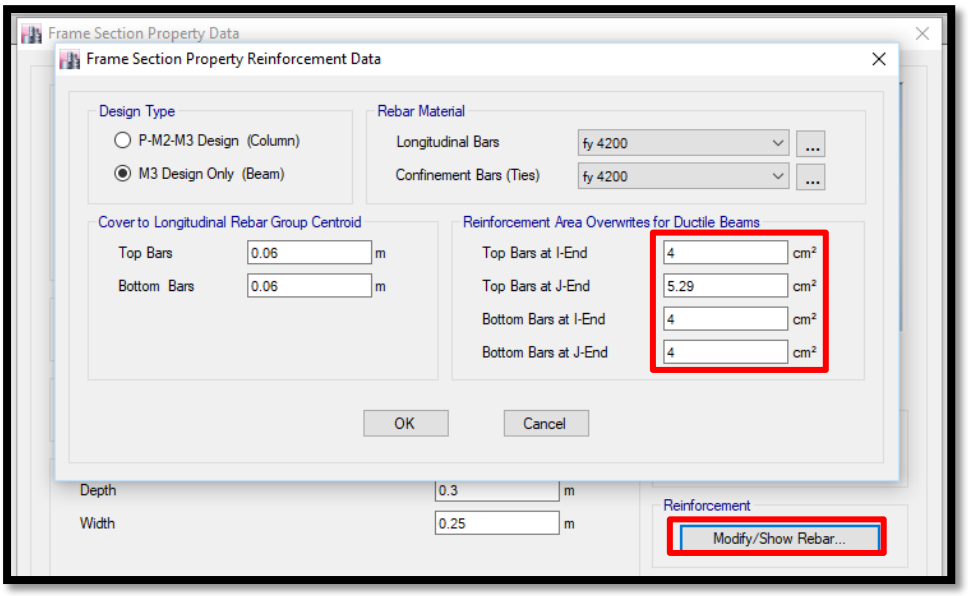
- El materia del refuerzo, este ya debe estar definido previamente con todas sus propiedades que le corresponden como es el caso del Acero corrugado ASTM A615 – grado 60 fy=4200kg/cm2 fu=63004200kg/cm2.

  Las barras superiores son los refuerzos negativas y las inferiores las positivas, el extremo I seria el inicio y el J el final, esto se debe ver en el modelo de acuerdo al eje local.

Define > Section properties > Frame sections >

Modify / Show property > Modify / Show modifiers

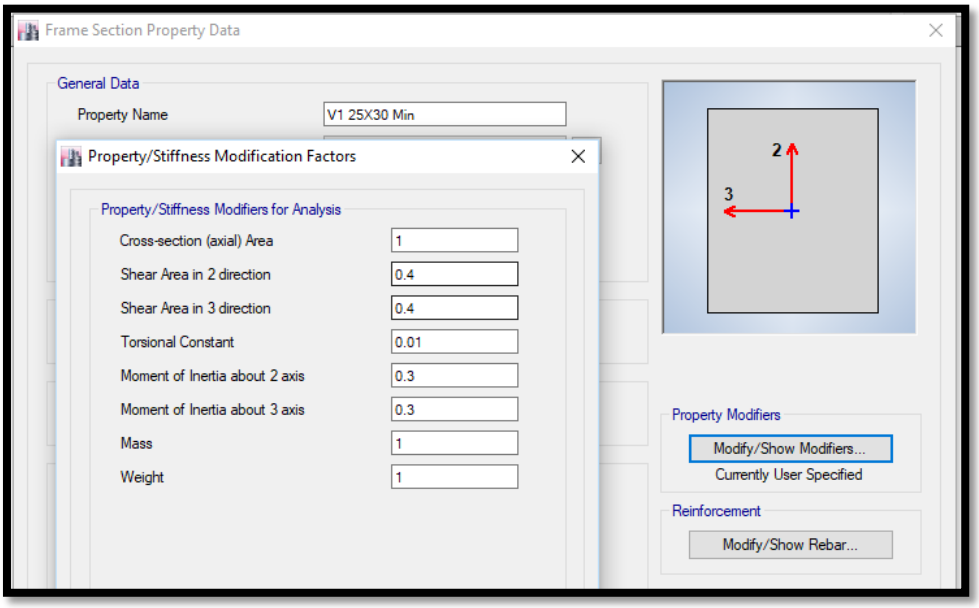
Figura 19: Asignación de refuerzo longitudinal de vigas en ETABS



Fuente: Propia

Se modificara también la rigidez efectiva tanto por flexión y corte por el factor de 0.3 y 0.4 respectivamente, tal como se encuentra indicado en la norma ASCE 41-13.

Figura 20: Asignación de factores de rigidez de viga en ETABS



Fuente: Propia

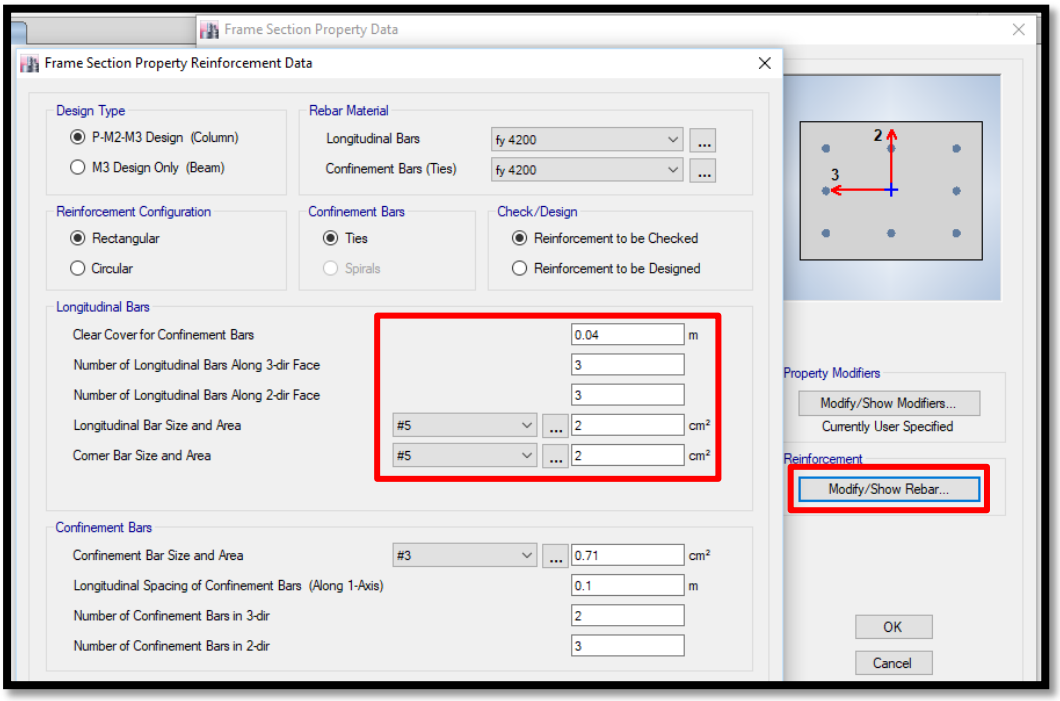
b) Columnas

- En tipo de diseño considerar ante la solicitud de una carga y momentos P–M2-M3
- Se indicara la disposición del refuerzo longitudinal, si es circular o rectangular, el tipo de confinamiento ya sea con estribo o espiral.
- La distancia libre es solo la de recubrimiento: 4cm
- El materia del refuerzo, ya definido previamente ASTM A615 – grado 60 fy=4200kg/cm2 fu=63004200kg/cm2.
- Las barras longitudinales se ingresan primero indicando el número de barras por cara, luego se definirá el diámetro, diferenciándolos entre los de esquinas y el resto.
- En los estribos se seleccionara el diámetro, el espaciamiento (en zona de confinamiento) y el número de ramas por cada dirección.

Define > Section properties > Frame sections >

Modify / Show property >

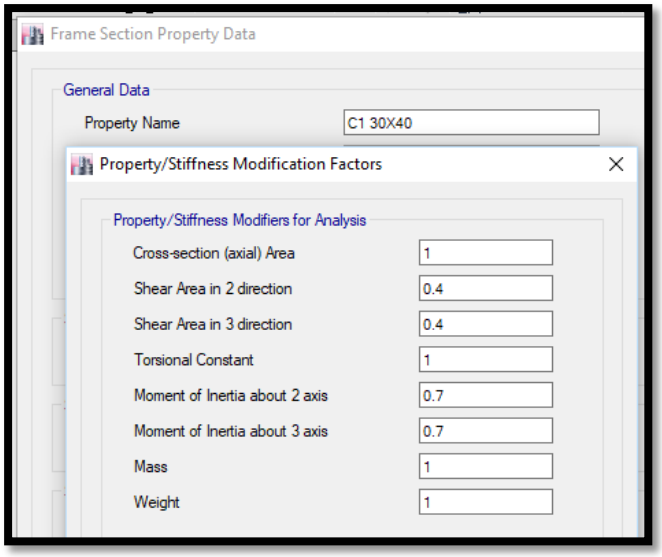
Figura 21: Asignación de refuerzo longitudinal de columnas en ETABS



Fuente: Propia

Se cambiara la rigidez efectiva tanto por flexión y corte por el factor de 0.7 y 0.4 respectivamente, como se encuentra indicado en la norma ASCE 41-13.

Figura 22: Asignación de factores de rigidez de columna en ETABS



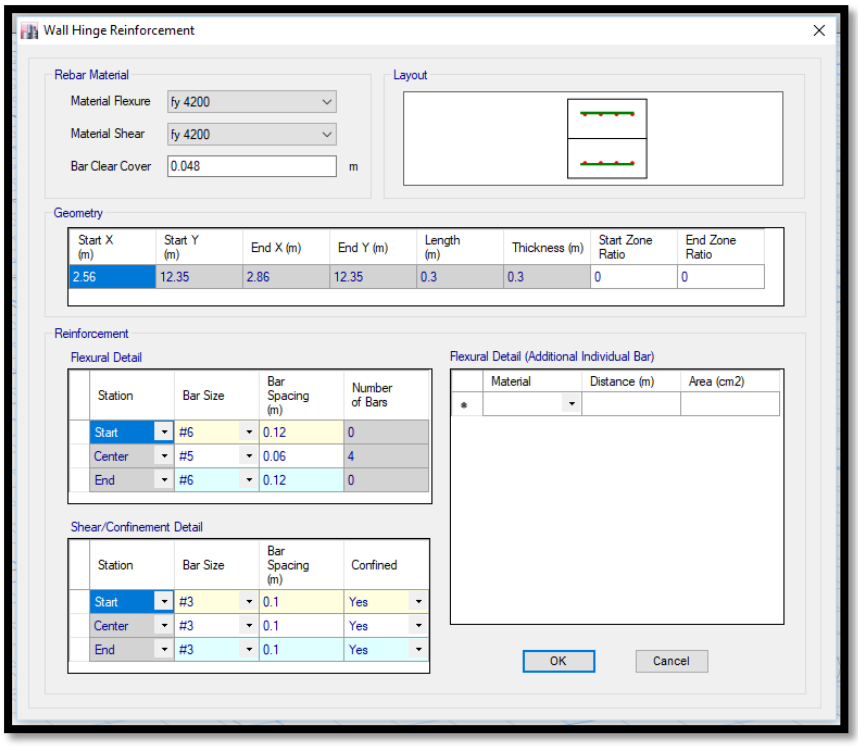
Fuente: Propia

c) Muros de corte

Para considerar la no linealidad en placas se consideró el método de fibras.

Primero se divide los muros de corte en zonas de confinamiento y la parte central de este y luego se le asignara sus respectivos refuerzos a flexión y corte

Figura 23: Asignación de refuerzo de muros de corte en ETABS



Fuente: Propia

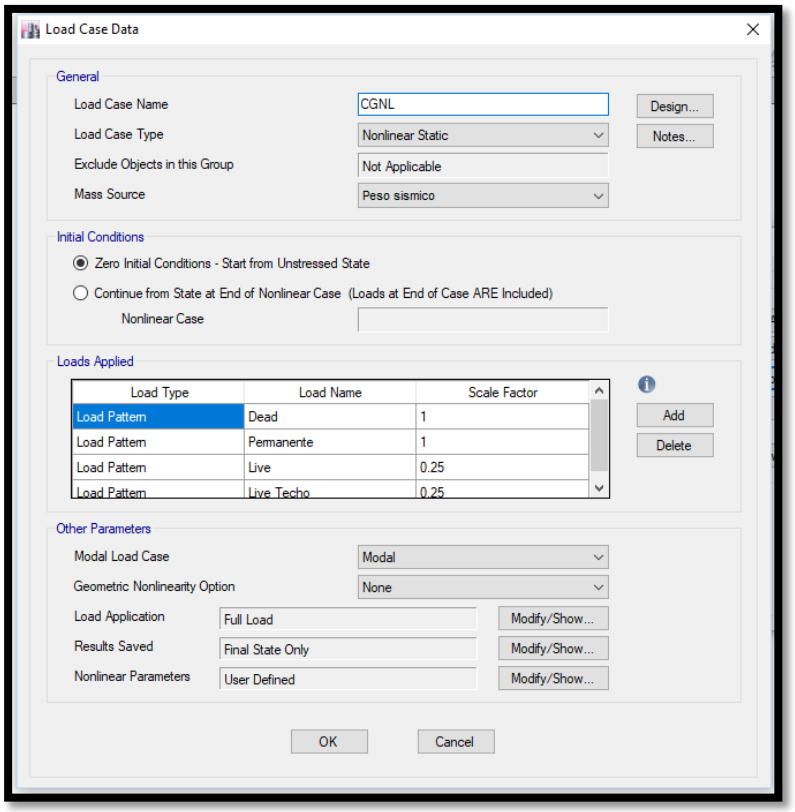
Condición de carga gravitacional

El análisis no lineal iniciara con esta condición, donde la demanda solo será por servicio.

- La condición de carga es del tipo no lineal estático.
- No será necesario considerar la no linealidad geométrica ya que es insignificante.
- Se colocan las cargas gravitatorias involucradas, en este caso la carga muerta más el 25% de la carga viva.
- En aplicación de carga, se seleccionara la carga total y en monitoreo del desplazamiento, indicar la ubicación del punto de control, que se ubica en la parte superior de la estructura, en el centro de masa. Se indicara la dirección, siendo U1 dirección X y U2 dirección Y, el piso en el que se encuentra y el "Label" que corresponde a este punto, de ser necesario se dibujara este punto, el cual debe estar en el diafragma del piso al que corresponde.

Define > Load case > Add new

Figura 24: Creación de condición de cargar gravitacional en ETABS



Fuente: Propia

Patrón de carga

Definiremos la carga lateral, en este caso será proporcional al modo fundamental de vibración.

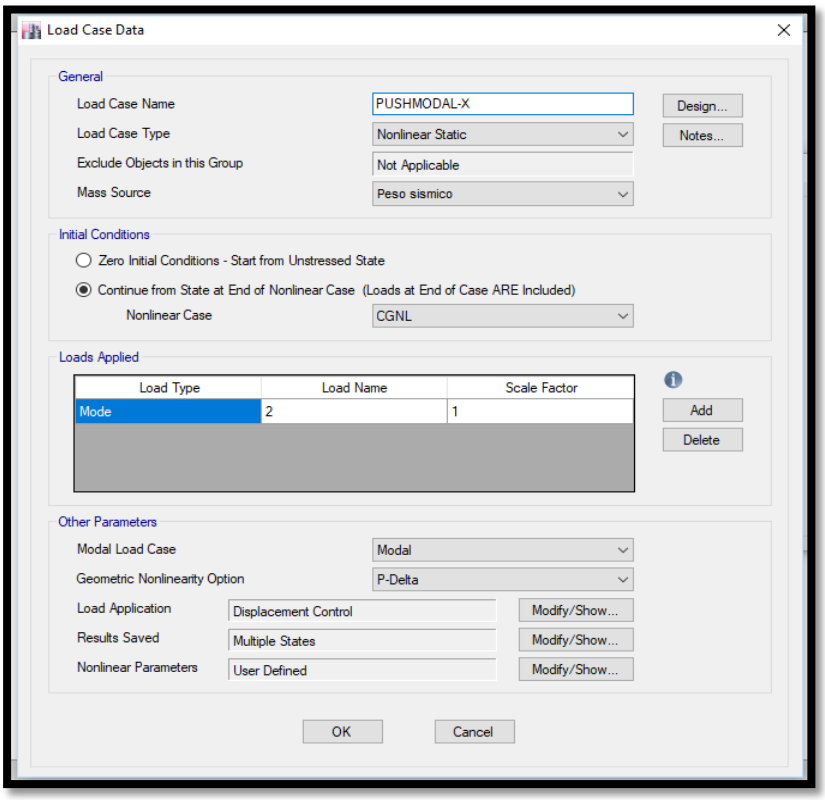
- Se crea un patrón de carga para cada dirección.
- El patrón de carga es del tipo no lineal estático.
- Se usa el peso sísmico como la masa.
- Este patrón de carga partirá de la condición de carga gravitacional.
- La carga será a partir del modo fundamental de la dirección a considerar.
- En aplicación de carga, se hará controlando el desplazamiento paso a paso.
- El valor máximo de desplazamiento probable se puede dejar como esta.

  En el FEMA 356 (CHAPTER 3.- ANALYSIS PROCEDURES) dice que una estructura en el rango elástico se deforma hasta un 4% de su altura total.

  En aplicación de carga, seleccionaremos monitoreo del desplazamiento, luego la dirección, el piso y el "Label" del punto de control.

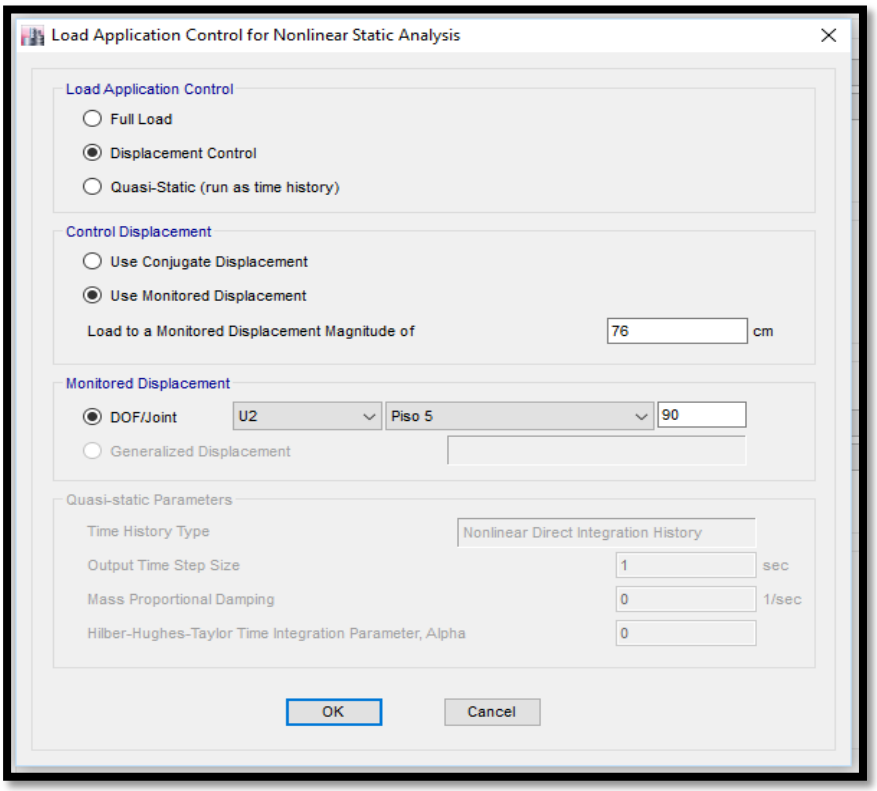
Define > Load case > Add new

Figura 25: Creación del patrón de carga lateral de pushover en ETABS



Fuente: Propia

Figura 26: Elección de opciones del punto de control de desplazamiento en ETABS



Fuente: Propia

En parámetros no lineales, se puede dejar por defecto los valores, pero de ser necesario se modificaran los siguientes:

Máximo de pasos total: De este parámetro depende mucho el tiempo de análisis.

Máximo de pasos nulos: Según el apartado de ayuda de CSI América se produce cuando

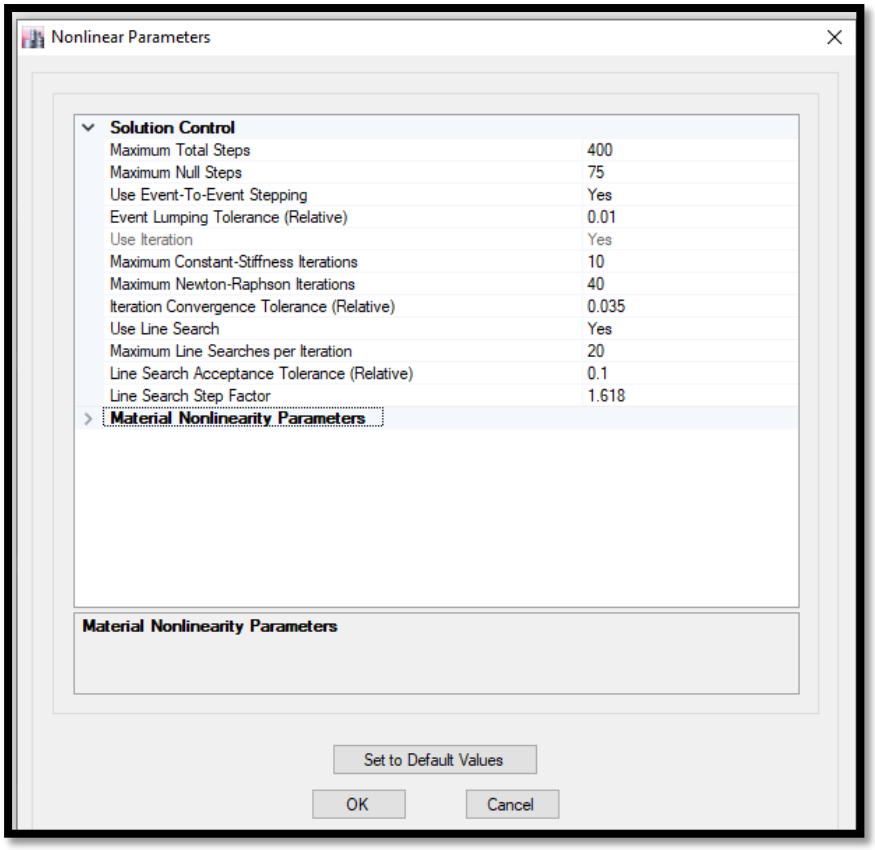
- Debido a una rotula que se está intentando redistribuir su esfuerzo.
- Un evento (ceder, redistribución, etc.) desencadena otro evento.
- La iteración no converge y se intenta un paso más pequeño.

Si hay bastantes pasos nulos, puede deberse a una falla grave o sensibilidad numérica, colocar un valor igual al máximo de pasos totales para que no termine el análisis por pasos nulos.

Estas modificaciones son necesarias cuando no se llega al punto de desempeño objetivo, hay dificultad en la convergencia, también permite aumentar el rango que se

puede ver de la curva de capacidad. Tener en cuenta que al modificar la tolerancia, los datos se vuelven en cierta medida menos precisos.

Figura 27: Valores de parámetros del análisis no lineales en ETABS



Fuente: Propia

Asignación de rotulas a flexión

Para la asignación se define una distancia relativa para cada extremo del elemento, esta se considera con respecto a la longitud total del elemento en modelo, para este proyecto se ha considerado a cara del elemento perpendicular, de una viga será a cara de columna y viceversa, debido a que mientras más cerca se esté a este, a más esfuerzo se encontrara la sección en el punto analizado.

Definido las distancias de ambos extremos, se procede a definir parámetros de acuerdo a si es viga o columna o muro de corte.

a) Rotulas a flexión en viga

- En el modelo se va a usar como se comentó la norma ASCE 41-13.
- Para vigas se seleccionara Tabla 10-7 (Concrete Beams - Flexure),
- El grado de libertad relevante a analizar será la flexión M3 porque sus cargar importantes son en dirección a la gravedad.
- Se considera que el refuerzo transversal es conforme porque cumple con nuestra norma técnica peruana E060, aunque se debe tener en cuenta que la norma del ACI es más exigente.
- El valor de la cortante lo considerara de la condición de carga gravitacional no lineal
- El ratio del refuerzo se calculara con la siguiente formula

  $(\rho - \rho)/\rho\ balanced$

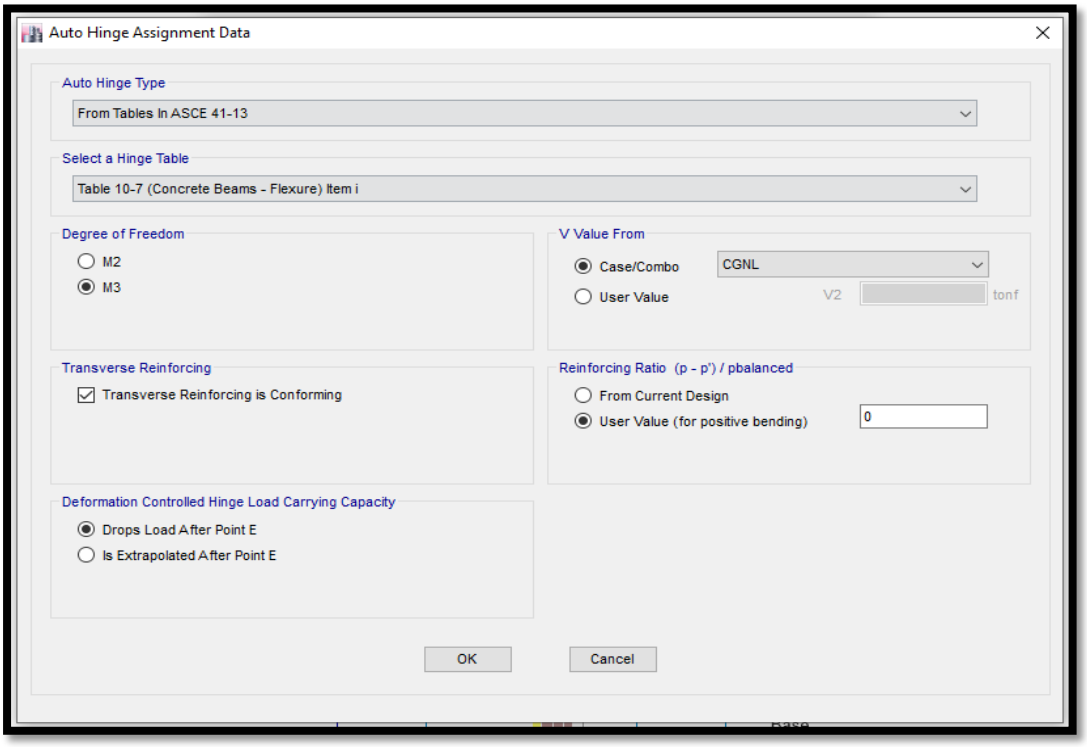
  Donde;

  ρ : Cuantía en tensión para un momento positivo.

  ρ' : Cuantía en compresión para un momento positivo.

  $\rho balanced$: Cuantía balanceada de la sección.

Figura 28: Asignación de la rótula a flexión de viga en ETABS

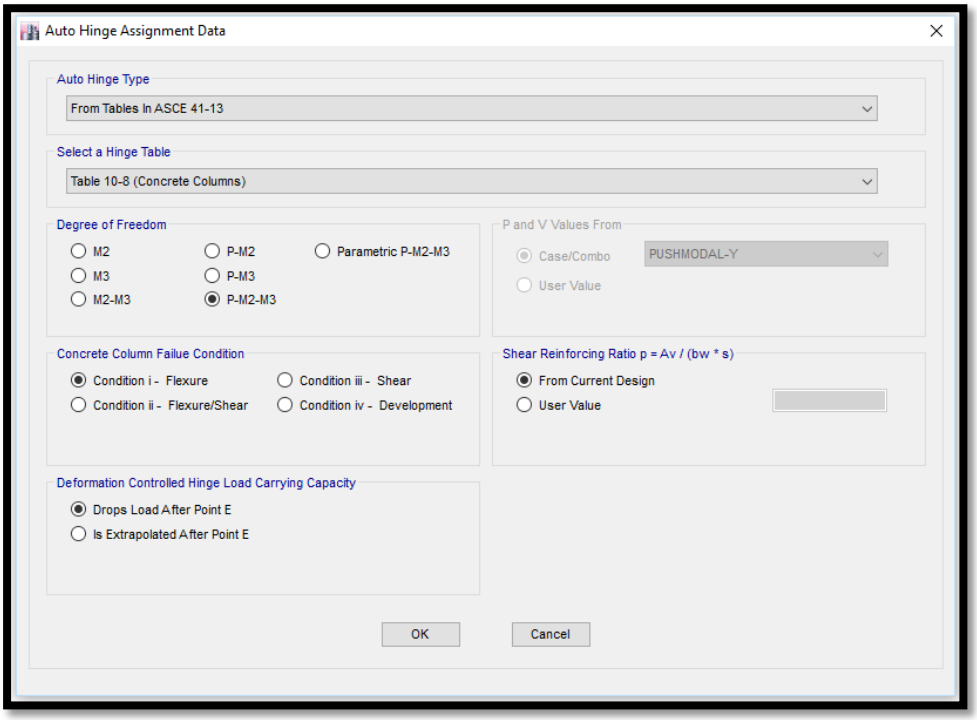


Fuente: Propia

b) Rotulas a flexión en columnas

- En el modelo se va a usar como se comentó la norma ASCE 41-13.
- Para las columnas se selecciona la tabla 10-8 (Concrete Columns)
- Los grados de libertad de interés a evaluar son la carga axial y la flexión biaxial (P-M2-M3).
- La condición de falla en este modelo es la condición i (Falla por flexión) que se explicara a continuación.

Figura 29: Asignación de la rótula a flexo-compresión de columnas en ETABS



Fuente: Propia

Para que a las columnas se les pueda considera la condición de falla solo por flexión (Condición i) deben cumplir 3 requisitos:

- $V\ demanda/\ Vresistente\ \leq\ 0.6$
- $Av/(bw.s) \geq 0.002$
- $S/d \leq 0.5$

Condición más desfavorable

C 30X40

bw=	30	cm2	ø=	0.85	
h=	40	cm2	Ramas=	2	
d=	24.25	cm	As=	0.71	cm2
s=	10	cm2	Av=	1.42	cm2
Luz=	3.5	m	Vc=	8.60	Tn

Vdemanda/Vn	**≤0.6 (i)**		
Pu=	84.89 Tn	S=	0.10m
Mn=	19.3 Tn.m	Vs=	20.43 Tn
Vu=	11.03 Tn	%Vdem/Vn	0.37
Vc=	9.12 Tn	Condición	i
Av/(bw.s)	**≥0.002 (i)**		
0.0047	≥0.002	Condición	i
s/d			
0.41	≤0.5	Condición	i

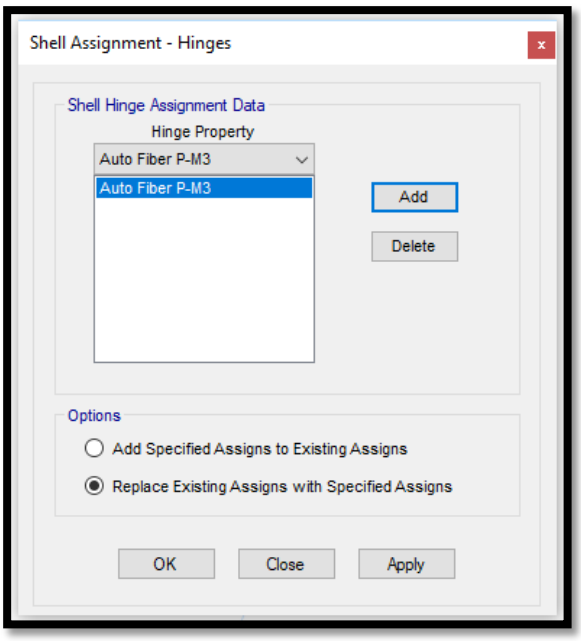
C 30X70

bw=	30	cm2	ø=	0.85	
h=	70	cm2	Ramas=	2	
d=	26.00	cm	As=	0.71	cm2
s=	10	cm2	Av=	1.42	cm2
Luz=	3.5	m	Vc=	16.14	Tn

Vdemanda/Vn	**≤0.6 (i)**		
Pu=	84.89 Tn	S=	0.10m
Mn=	19.3 Tn.m	Vs=	38.32 Tn
Vu=	11.03 Tn	%Vdem/Vn	0.20
Vc=	17.10 Tn	Condición	i
Av/(bw.s)	**≥0.002 (i)**		
0.0047	≥0.002	Condición	i
s/d			
0.38	≤0.5	Condición	i

c) Rotulas a flexión en muros de corte

Figura 30: Asignación de la rótula a flexo-compresión de muro de corte en ETABS



Fuente: Propia

3.9 Procedimiento del análisis no lineal dinámico

Selección de registros

Se presenta la lista de registros ingresados en el programa. Se recomienda emplear 3 registros como mínimo por cada dirección, existen recomendaciones para la elección de estos registros

Código (ASCE / SEI 7-05): Los registros deben ser coherentes, teniendo una magnitud, tipo de falla, coherente con el sismo objetivo.

Deben mostrar comportamientos propios del suelo de interés.

Espectros escalados

Para escalar los registros según la norma se usa la raíz cuadrada de la sumatoria de los cuadrados (SRSS) de los espectros con 5% de amortiguamiento, para obtener un promedio de valores espectrales por componente, estos serán escalados a un espectro de

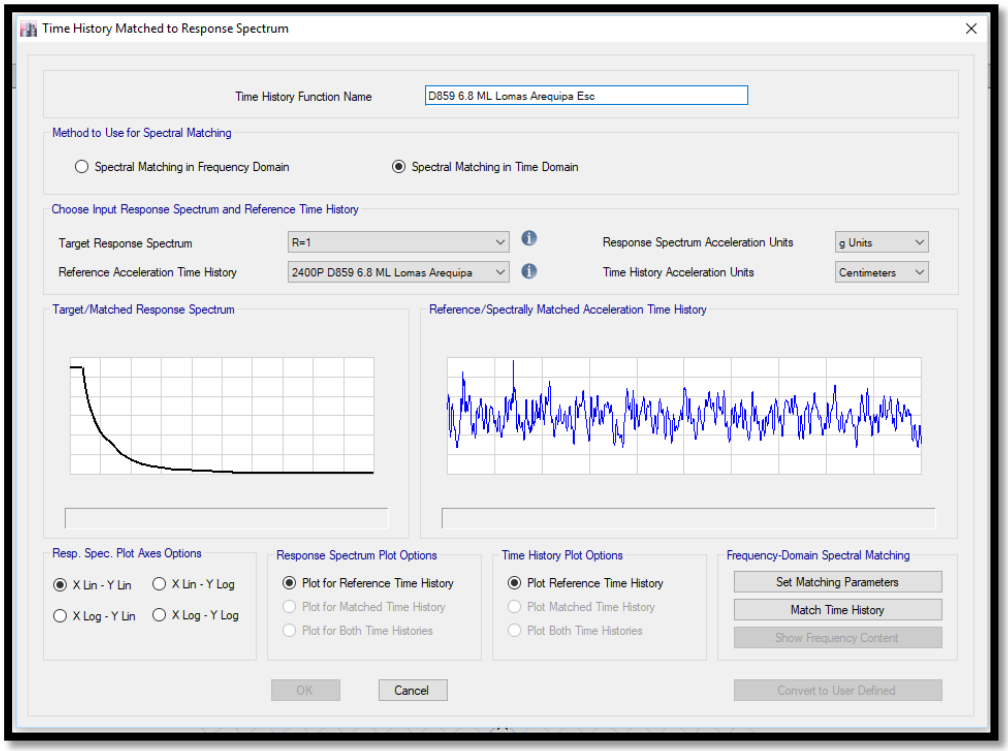
diseño con R=1 y ser mayor a este en el rango de periodos de 0.2T – 1.5T (del periodo fundamental)

Coincidencia de acelerogramas a espectro objetivo (acelerograma sintético)

Una vez que se ha asegurado que los acelerogramas están corregidos por línea base y han pasado por un filtro de señales.

Se puede hacer el escalado espectral en el propio programa etabs, en este elige la coincidencia espectral en el dominio del tiempo, y se elige el espectro objetivo siendo este con R=1 y el acelerograma.

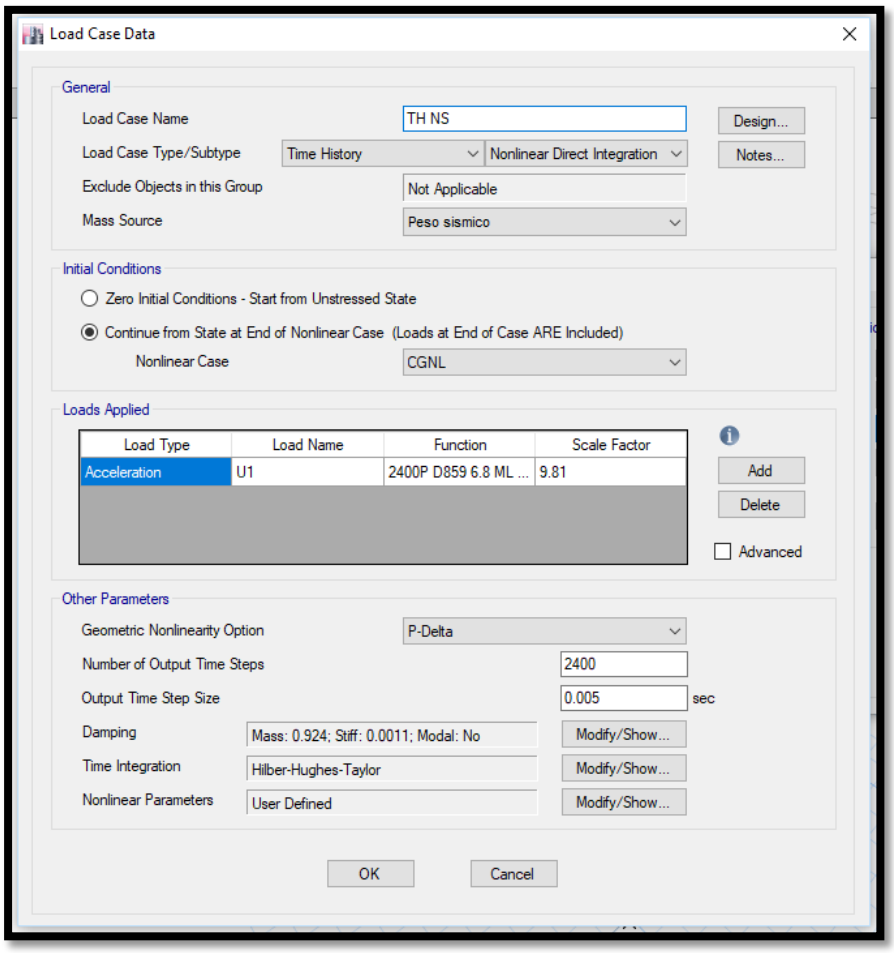
Figura 31: Coincidencia de acelerograma a espectro objetivo en ETABS



Fuente: Propia

Una vez escalado, se puede convertir para que los datos no dependan de archivos externos.

Figura 32: Creando el caso de tiempo historia no lineal en ETABS



Fuente: Propia

- Se define el caso de carga, este es del tipo tiempo – historia no lineal, usando el método de integración directa. Considerando así las propiedades inelásticas de las rótulas.
- Se considera el caso de cargar gravitacional como caso inicial para el análisis TH
- Se indica el registro ya escalado con su respectiva dirección, de acuerdo a las unidades de este se ingresara un factor de escala
- Se indica el intervalo entre puntos y el número de estos que se tomara para el análisis, ambos datos no son necesariamente iguales a los del registro.
- Se definirá las características del amortiguamiento con respecto al periodo.
- Se deben definir las propiedades de amortiguamiento y el método de integración en el tiempo. El rango de periodo de interés es entre el 20% del periodo fundamental y

el 150% por lo que serán los 2 valores a colocar, y los amortiguamientos que se pueden esperar están entre 5% y 7%.

3.10 Plan de procesamiento para análisis de datos

FASE I

1. Recopilación de información bibliográfica
2. Revisión sobre diseño sismo resistente
3. Análisis de la información sobre el comportamiento lineal, no lineal y ductilidad de secciones de concreto armado y rotulas
4. Revisión sobre el análisis no lineal
5. Revisión de la normativa nacional e internacional vigente

FASE II

6. Realizar los Estudios de Mecánica de suelos correspondientes
7. Estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales
8. Modelamiento y análisis sísmico en software
9. Diseño de los elementos estructurales de la edificación en estudio

FASE III

10. Realizar el análisis no lineal estático
11. Realizar el análisis no lineal dinámico
12. Evaluación del desempeño sísmico de la edificación
13. Optimización de la estructuración
14. Análisis lineal y no lineal de la estructuración optimizada
15. Elaboración de planos de estructuras

FASE IV

16. Elaboración de metrados
17. Elaboración de costos y presupuestos
18. Comparar el desempeño entre análisis no lineal estático y dinámico
19. Evaluar y comparar, ventajas y desventajas de optimizar la estructuración
20. Conclusiones y recomendaciones

IV RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Descripción del proyecto

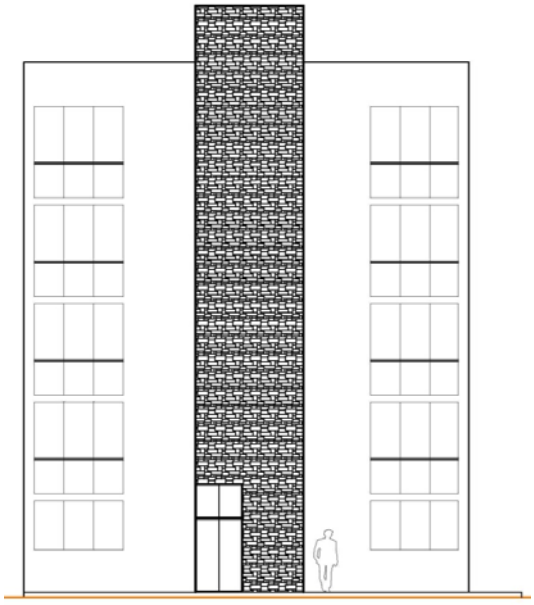
La estructura a analizar consiste en el diseño en concreto armado y el análisis tanto lineal como no lineal de un edificio de 5 pisos, destinado a vivienda multifamiliar, ubicado en el distrito del distrito José Leonardo Ortiz – Lambayeque.

El terreno tiene una forma rectangular y 2026.26m2 de área, donde 203.60m2 se destinaran a la edificación. Esta cuenta con un frente de 12.65 m y un fondo de 16 m. El área techada es de 1018 m2

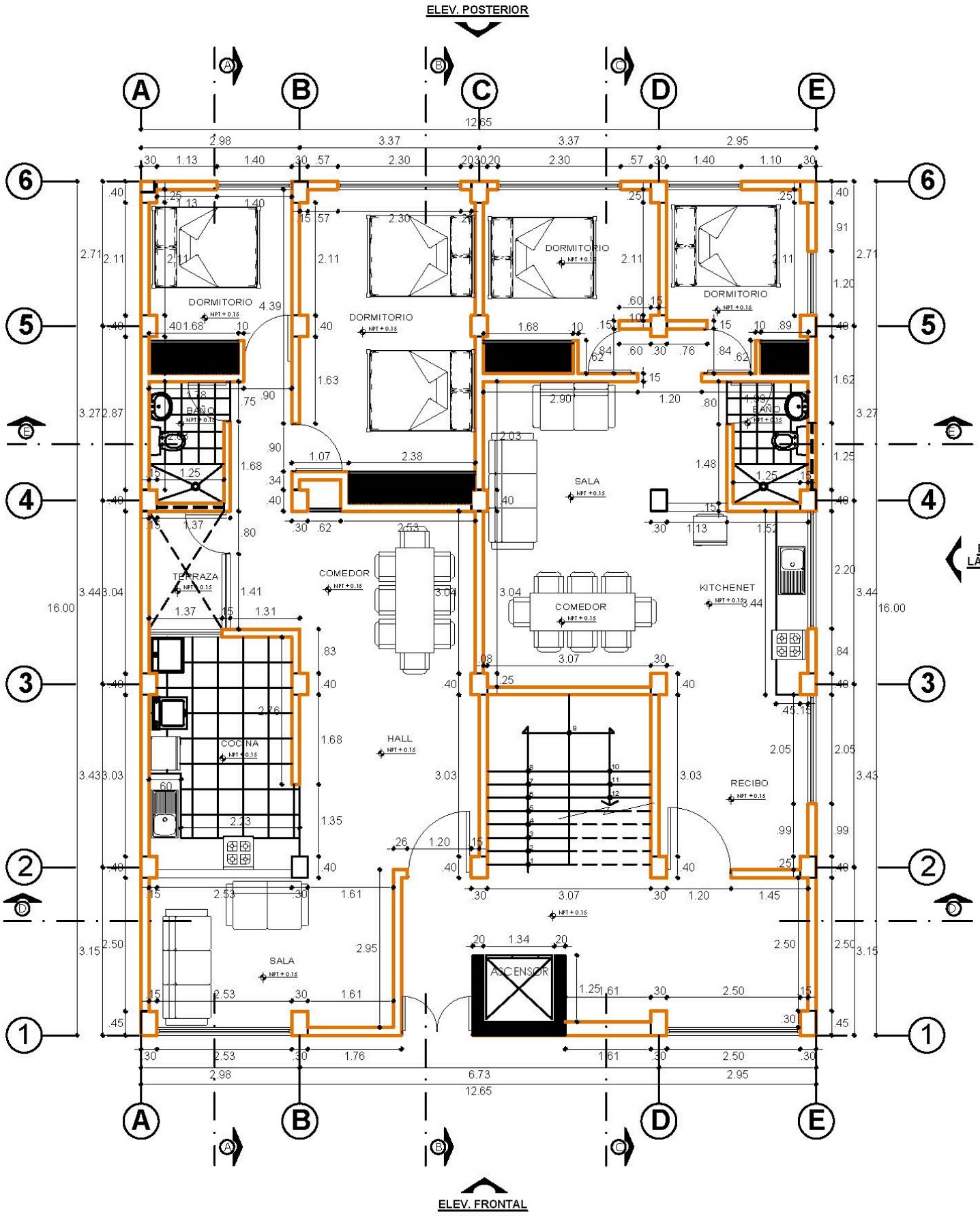
El edificio consta de 10 departamentos, 2 en cada piso con un área de 95 m2 cada uno, siendo la planta de la edificación típica. En la azotea se cuenta con el cuarto de máquinas del ascensor.

El terreno donde se cimentara se conforma en su mayoría con arena arcillosa con una menor presencia de arcilla superficialmente. Para el análisis y diseño de la cimentación del edificio se usó el valor de capacidad portante del suelo de 0.96 Kg/cm2, sacado del EMS realizado, siendo la profundidad de cimentación de 1.5m.

Figura 33: Elevación frontal del edificio del proyecto

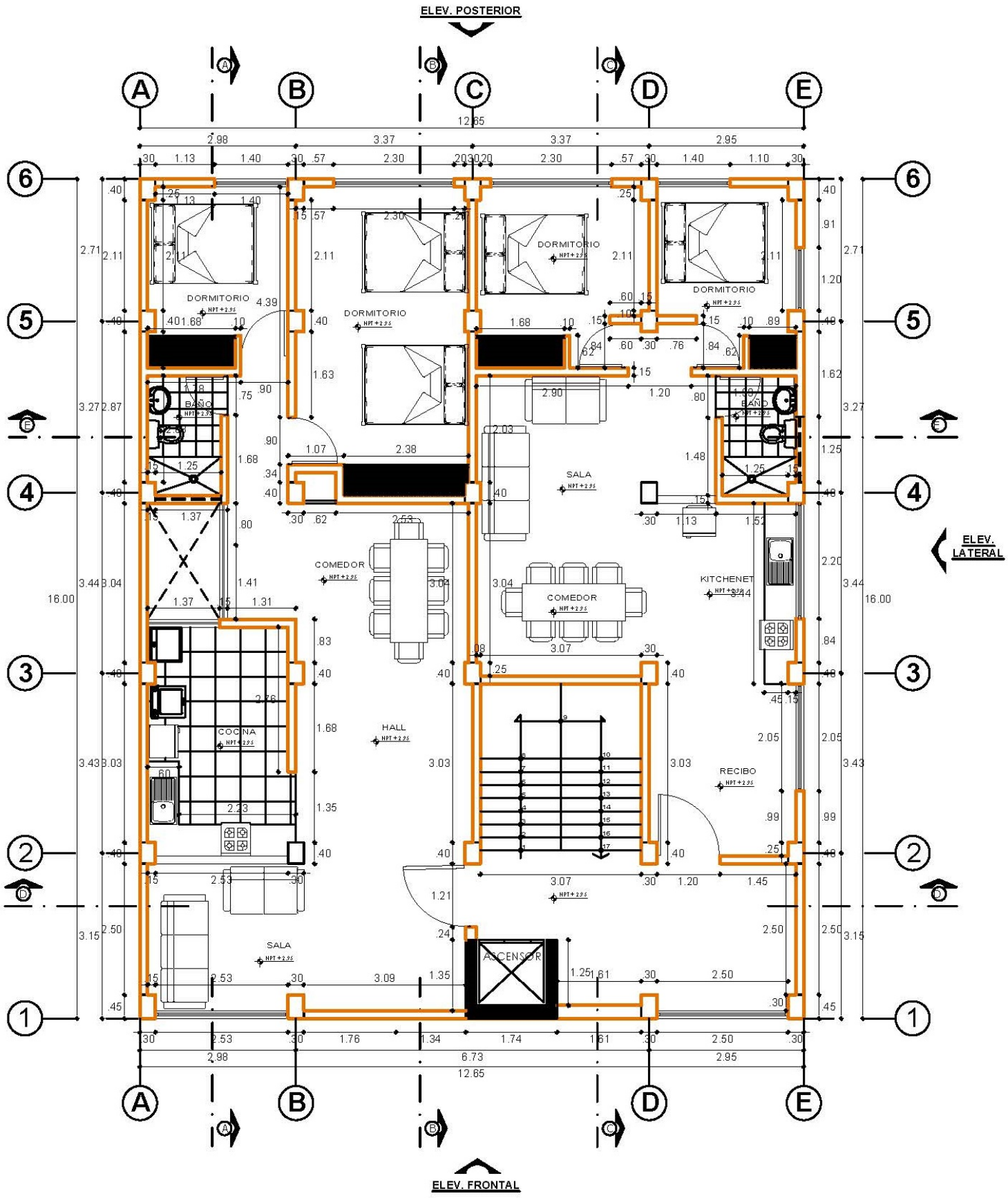


Fuente: Propia



PLANTA PRIMER PISO

ESC: 1/50



PLANTA 2DO, 3ER, 4TO Y 5TO PISO

ESC: 1/50

4.2 Resumen de E.M.S

Tabla 4: Propiedades e índices de las muestras

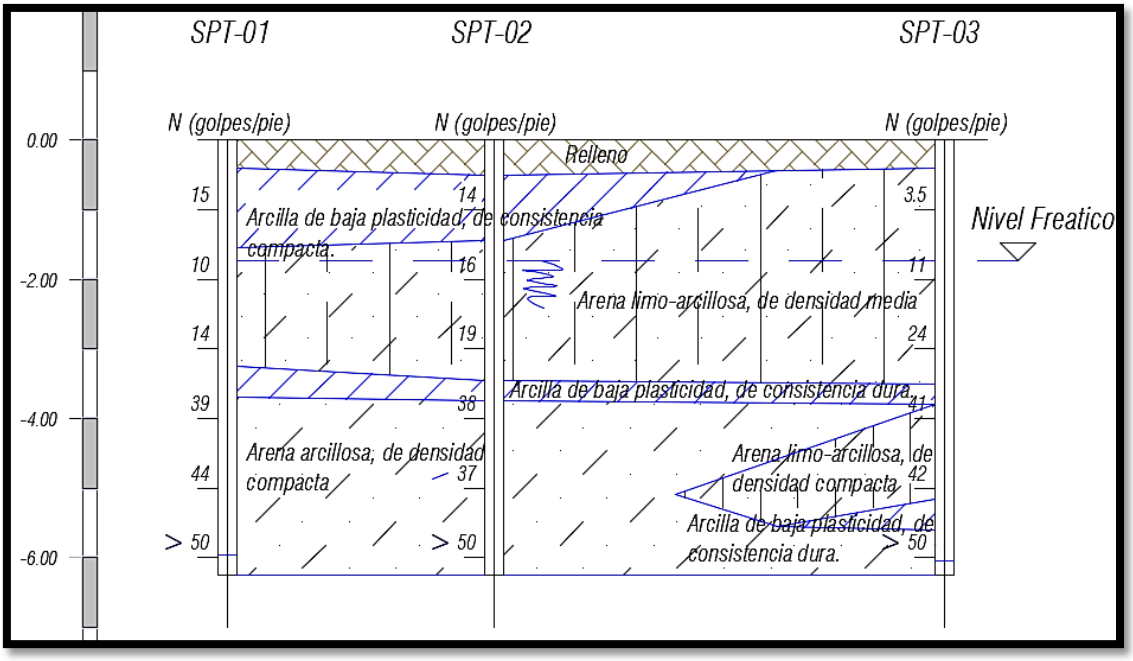
Sondaje	Muestra	Profundidad (m)	A. granulométrico		Límites de Atterberg		
			Pasa malla #4 (%)	Pasa malla #200 (%)	L. Liquido (%)	L. Plástico (%)	I. Plástico (%)
SPT-01	M-1	1.00 - 1.55	99.60	68.95	39.71	17.28	22.43
	M-2	1.55 - 3.25	100.00	48.80	27.45	20.68	6.77
	M-3	3.25 - 3.70	99.52	87.76	48.17	27.13	21.04
	M-4	3.70 - 5.80	100.00	20.81			
	M-5	5.80 - 5.95	87.59	28.33	67.18	24.64	42.54
SPT-02	M-1	1.05 - 1.45	100.00	60.83	27.29	20.00	7.29
	M-2	1.45 - 3.45	100.00	38.22	27.22	20.33	6.89
	M-3	3.45 - 3.75	99.71	88.29	29.74	14.67	15.07
	M-4	3.75 - 5.40	99.80	37.70	37.62	23.53	14.09
	M-5	5.40 - 6.00	95.05	48.70	23.22	9.58	13.64
SPT-03	M-1	1.10 - 2.75	100.00	33.00	24.63	18.84	5.79
	M-2	2.75 - 3.50	100.00	37.38	26.74	20.13	6.61
	M-3	3.50 - 3.80	98.91	92.45	49.78	27.74	22.05
	M-4	3.80 - 5.15	99.60	49.30	25.30	19.67	5.63
	M-5	5.15 - 5.60	99.75	84.10	47.09	18.29	28.80
	M-6	5.60 - 5.90	100.00	19.06			
	M-7	5.90 - 6.05	98.60	29.90	28.74	14.07	14.67

Fuente: Propia

Tabla 5: Clasificación del suelo

Sondaje	Muestra	Profundidad	Símbolo	Tipo de suelo
SPT-01	M-1	1 - 1.55	CL	Arcilla de plasticidad baja
	M-2	1.55 - 3.25	SC-SM	Arena arcillosa-limosa
	M-3	3.25 - 3.70	CL	Arcilla de plasticidad baja
	M-4	3.7 - 5.80	SC	Arena arcillosa
	M-5	5.8 - 5.95	SC	Arena arcillosa
SPT-02	M-1	1.05 - 1.45	CL	Arcilla de plasticidad baja
	M-2	1.45 - 3.45	SC-SM	Arena arcillosa-limosa
	M-3	3.45 - 3.75	CL	Arcilla de plasticidad baja
	M-4	3.75 - 5.40	SC	Arena arcillosa
	M-5	5.4 - 6.00	SC	Arena arcillosa
SPT-03	M-1	1.1 - 2.75	SC-SM	Arena arcillosa-limosa
	M-2	2.75 - 3.50	SC-SM	Arena arcillosa-limosa
	M-3	3.5 - 3.80	CL	Arcilla de plasticidad baja
	M-4	3.8 - 5.15	SC-SM	Arena arcillosa-limosa
	M-5	5.15 - 5.60	CL	Arcilla de plasticidad baja
	M-6	5.6 - 5.90	SC	Arena arcillosa
	M-7	5.9 - 6.05	SC	Arena arcillosa

Figura 34: Perfil estratigráfico



Fuente: Propia

Se analizó las muestras recogidas con el SPT y se determinó:

- No existen suelos colapsables ni licuables, con respecto a suelos expansivos, se recomienda remover la arcilla superficial y remplazarla por un relleno controlado
- Se recomienda una profundidad de desplanta de 1.50m debido a la estratigrafía.
- La cimentación será una platea, con una capacidad portante de 0.96 kg/cm2
- Los estratos cohesivos con potencial de expansión medio o mayor que se encuentren por encima del nivel freático, deben ser remplazados por rellenos controlados compactados adecuadamente.
- Es necesario considerar medidas contra sulfatos y cloruros empleando concreto con fc=280kg/cm2 cuando este en contacto directo con el suelo.

  Usar un aditivo impermeabilizante para dar una mayor protección contra el suelo agresivo

4.3 Normas y especificaciones

Normas empleadas en el diseño

- Norma E 020 Cargas
- Norma E 030 Diseño sismo resistente
- Norma E 050 Suelos y cimentaciones
- Norma E 060 Concreto armado

Especificaciones de los materiales empleados

Concreto armado

Cimentación:

Resistencia nominal a la compresión (f'c): 280 kg/cm2

Módulo de elasticidad (Ec) : $15000\sqrt{f'c} = 250998.01$ kg/cm2

Módulo de Poisson (v) : 0.20

Deformación unitaria máxima : 0.003

Resto de elementos estructurales

Resistencia nominal a la compresión (f'c): 210 kg/cm2

Módulo de elasticidad (Ec) : $15000\sqrt{f'c} = 217370.65$ kg/cm2

Módulo de Poisson (v) : 0.20

Acero

Conforme al apartado 3.5 de la Norma E.060 se utilizarán varillas corrugadas de Acero

Grado 60, gran parte producidas en barras de 9 m de longitud.

Las propiedades mecánicas consideradas de este material son:

Esfuerzo de fluencia (fy) : 4200 kg/cm2

Módulo de elasticidad (Es) : 2000000 kg/cm2

Deformación sin deflexión : Es = 0.0021

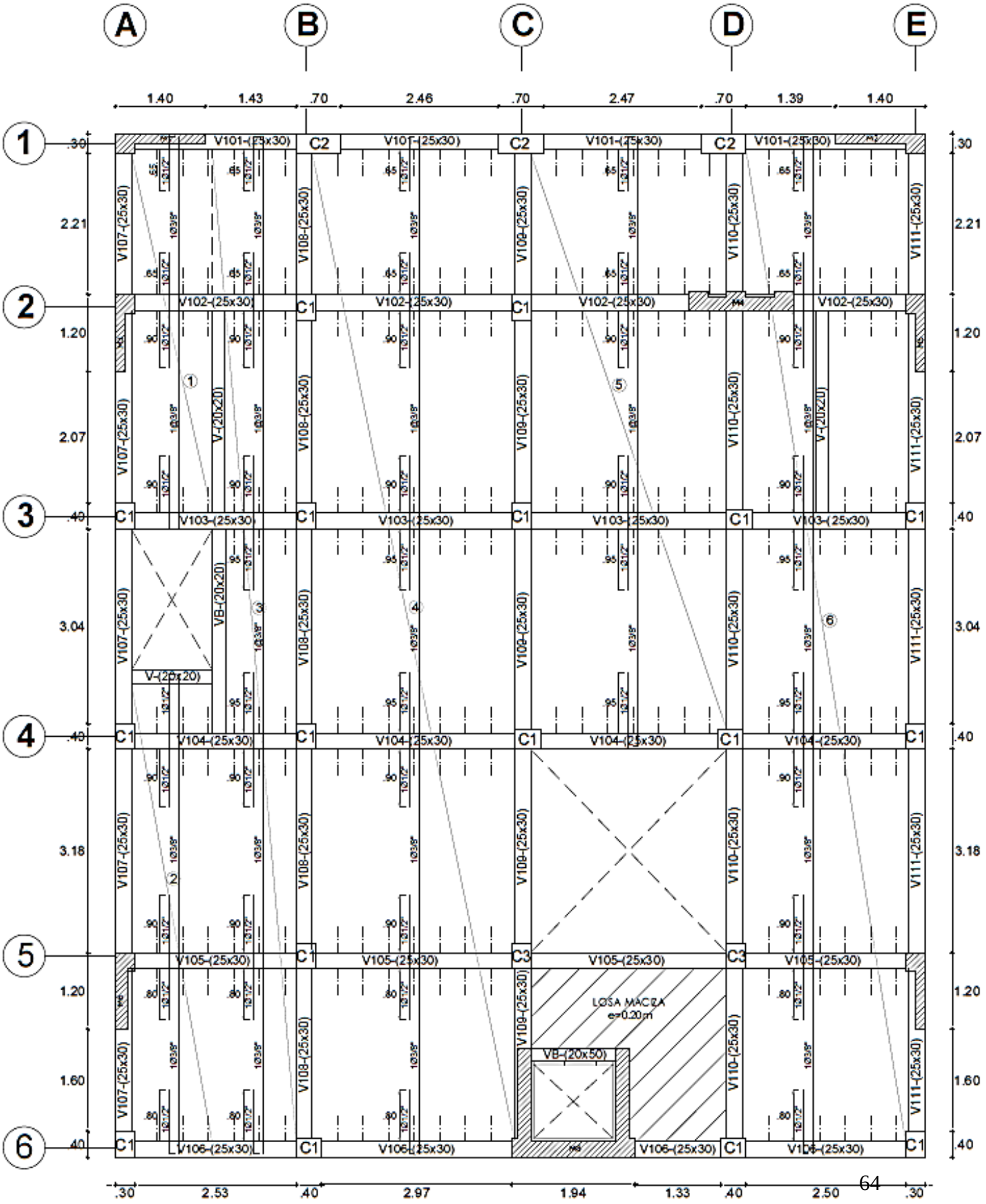
Ladrillos

En la arquitectura del edificio vemos tabiques con anchos de 15 cm.

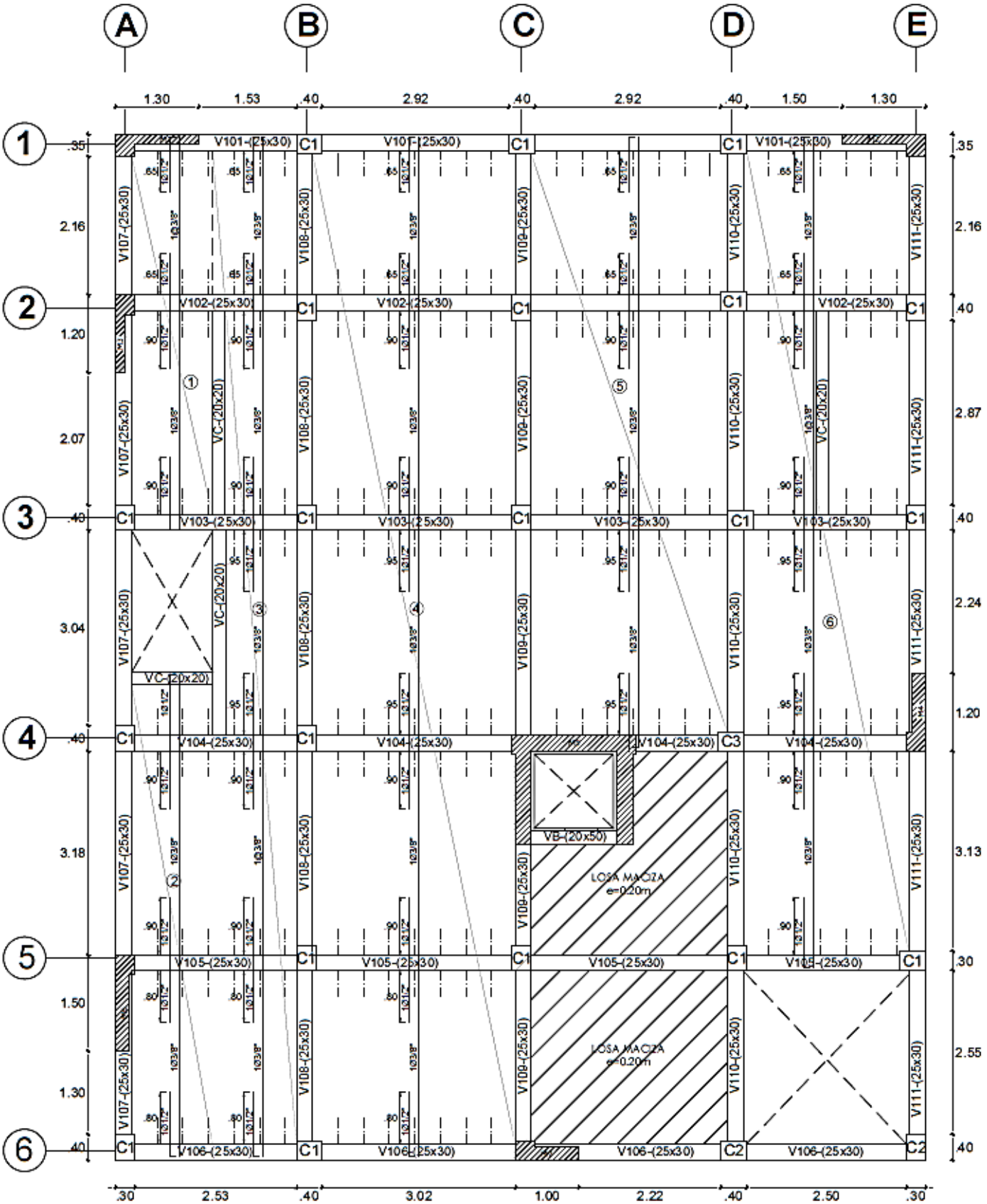
Peso por m3 de muro de ladrillo 1.35 ton/m3

4.4 Estructuración

ESTRUCTURACIÓN 1



ESTRUCTURACIÓN 2



Para la estructuración se tuvo en cuenta de disminuir la visibilidad de los pintos de las columnas y las vigas, se colocó losas macizas cerca al ascensor y a la escalera debido a la gran rigidez que se concentra en esta zona, para la dirección de la losa aligerada se pensó en colocarlo en la dirección de menor luz por el tema económico, pero al no haber una gran diferencia en ambos sentidos se optó por el sentido que puede darnos un mejor comportamiento, se dispuso vigas chatas debajo de muros tabiquería que están paralelos al sentido de la losa aligerada, al ser una edificación de 5 pisos se prevé que serán necesarios muros, los que se colocaron manteniendo la simetría y compensación entre ellos.

4.5 Predimensionamiento

Las medidas obtenidas en este procedimientos con solo iniciales y están sujetos a cambio, en especial cuando se hace el análisis sísmico o el propio diseño del elemento.

Predimensionamiento de vigas

El ingeniero Antonio blanco Blasco en su libro nos recomienda considerar peraltes de acuerdo a la luz libre en el rango:

$$\frac{Ln}{10} \geq h \geq \frac{Ln}{10}$$

Esto dependiendo de las cargas de van a soportar, por norma ambas dimensiones no pueden ser menor que 25cm, se recomienda evitar vigas con luces menores a 4 veces su peralte, debido a que las fuerzas cortantes prevalecen sobre los momentos flectores, a este caso se le llama “viga de gran peralte”, esta indicación también aparece en la N.T.P E060 en el artículo 21.5.1.2 para sistema de pórticos y duales tipo II

VIGAS X-X		L (m)	h= L/12 (m)	Peso Muro (Kg)	Peso de Losa (Kg)
EJE	ENTRE				
E	2-3	3.18 m	0.27 m	506.25	300

a=P.Muro/P.Losa	B (m)	B+a (m)	b=B+a/20 (m)	Dimensiones	
1.69	1.55 m	3.24 m	0.16 m	25 cm	30 cm

VIGAS Y-Y		L (m)	h= L/12 (m)	Peso Muro (Kg)	Peso de Losa (Kg)
EJE	ENTRE				
4	C-D	3.07 m	0.26 m	0.00	300

a=P.Muro/P.Losa	B (m)	B+a (m)	b=B+a/20 (m)	Dimensiones	
0.00	3.43 m	3.43 m	0.17 m	25 cm	25 cm

Para ambas estructuraciones se terminó usando **vigas de 25x30** en ambas direcciones.

Predimensionamiento de columnas

El área mínima de la sección de una columna es proporcional a la carga vertical impuesta, una expresión para calcularla es:

$$Ac = \frac{Pservicio}{0.35 \times f'c} \approx \frac{A.trib \times 1000kg.m2 \times N°Piso}{0.35 \times f'c}$$

La carga sobre la columna se calcula sumando todas las cargas dentro de su área tributaria, para viviendas esta carga en promedio es de 1 ton/m2, valor que se puede usar para tener un aproximado, la NTP E.060 en el artículo 21.6.1.2 nos señala que la medida mínima de ambos lados de una columna rectangular es de 25cm, el ACI recomienda la dimensión mínima de 30cm en zonas sísmicas y una relación de lados mayor a 0.4.

Columna	Área trib. (m2)	Ac (cm2)	Dimensión	
			L (cm)	B (cm)
4 - C	11.46	935.333	30	35
3 - B	10.63	867.863	30	30

Para ambas estructuraciones se terminó usando **columnas de 30x40** en su mayoría, debido a que se necesita una mayor rigidez para cumplir con las derivas.

Predimensionamiento de losa aligerada

La norma E060 en el artículo 9.6.2.1 nos sugiere espesores mininos de losa para no verificar deflexiones en la siguiente tabla:

Tabla 6: Peralte mínimo para losas aligeradas sin revisar deflexión

PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREESFORZADAS O LOSAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES

	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	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Fuente: NTP E060

Considerando homogenizar las losas aligeradas a un mismo espesor, se puede comenzar por rigidez con:

$$h = \frac{Ln}{21}$$

Dónde:

H = espesor de la losa

Ln = Luz libre de la losa

N° Paño	Condición	Losa Aligerada 1 Direc.	
		L (m)	h
A-B 3-4'	Dos Extremos Continuos	3.19 m	0.15 m
A-B 5-6	Un Extremo Continuo	2.70 m	0.15 m
	Espesor =	0.20 m	

Si bien se puede usar una sola de 17cm, se usara una **losa de 20cm** para ambas estructuraciones, debido a que no se sabe con certeza que cargas podrían ser impuestas a lo largo de su vida útil.

Predimensionamiento de losa maciza

La norma E060 en el artículo 9.6.3 nos sugiere espesores mininos de losa de acuerdo a los siguientes casos:

- Si αfm≤0.2 se usara lo indicado en la tabla como vigas sin borde.
- Para 0.2≤αfm<2 no debe ser menor que:

$$h = \frac{Ln\left(0.8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha fm - 0.2)}$$

Pero no menor que 125mm

- Si αfm≥2 no debe ser menor que:

$$h = \frac{Ln\left(0.8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$$

Dónde: $\alpha fm = \frac{E_v \times I_v}{E_l \times I_l}$

E_v: Módulo de elasticidad del concreto de la viga.

E_v: Módulo de elasticidad del concreto de la losa.

I_v : Inercia de la viga con respecto a su centroide.

I_l : Inercia de la losa con respecto a su centroide.

Tabla 7: Peralte mínimo para losas aligeradas sin revisar deflexión

ESPESORES MÍNIMOS DE LOSAS SIN VIGAS INTERIORES*

fy MPa †	Sin ábacos ‡			Con ábacos ‡		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde §		Sin vigas de borde	Con vigas de borde §	
280	$\frac{\ell n}{33}$	$\frac{\ell n}{36}$	$\frac{\ell n}{36}$	$\frac{\ell n}{36}$	$\frac{\ell n}{40}$	$\frac{\ell n}{40}$
420	$\frac{\ell n}{30}$	$\frac{\ell n}{33}$	$\frac{\ell n}{33}$	$\frac{\ell n}{33}$	$\frac{\ell n}{36}$	$\frac{\ell n}{36}$
520	$\frac{\ell n}{28}$	$\frac{\ell n}{31}$	$\frac{\ell n}{31}$ ℓn	$\frac{\ell n}{31}$	$\frac{\ell n}{34}$	$\frac{\ell n}{34}$

Fuente: NTP E060

Para las pocas **losas macizas que se tiene se usó un espesor de 20cm** para ambas estructuraciones, de esta manera se homogeniza el espesor junto a de las losas aligeradas, esto no representa ningún problema por las deflexiones ya que se usa un espesor mayor al necesario.

4.6 Cargas consideradas

Cargas Muertas

Peso propio de la Estructura + Carga permanente adicional

Acabados = 100 Kgf/m2

Losa aligerada (e=0.20m) = 300 Kgf/m2

Tabla 8: Peso propio de albañilería

MATERIALES	PESOkN/m³ (Kgf/m³)
Albañilería de:	
Adobe	16,0 (1600)
Unidades de arcilla cocida sólidas	18,0 (1800)
Unidades de arcilla cocida huecas	13,5 (1350)

Fuente: NTP E020

Tabla 9: Peso propio de losa aligerada

Espesor del aligerado (m)	Espesor de losa superior en metros	Peso propio kPa (kgf/m²)
0,17	0,05	2,8 (280)
0,20	0,05	3,0 (300)
0,25	0,05	3,5 (350)
0,30	0,05	4,2 (420)

Fuente: NTP E020

Sobrecarga de uso en vivienda

Ambientes en general = 200 Kgf/m2 (E020 Articulo 6.1)

Corredores y Escaleras = 200 Kgf/m2 (E020 Articulo 6.1)

Azotea = 100 Kgf/m2

4.7 Análisis sísmico

4.7.1 Parámetros sísmicos

Para realizar el análisis dinámico es necesario saber los valores de los parámetros sísmicos, los parámetros afectan a la fuerza sísmica con la que se diseñara, estos valores se encuentran en la NTP E030 y dependen de la zona del proyecto y las características de la edificación.

Los factores Z, S, y C están relacionados a la aceleración del sismo de diseño, Z multiplicado por la aceleración representa aceleración máxima de la roca madre, S es un factor amplificador que multiplicado a lo anterior nos da la aceleración máxima a nivel de la cimentación de la edificación, finalmente el factor C considera el incremento de la aceleración de acuerdo al periodo del edificio, por lo que Z.S.C.g nos da la aceleración de la estructura.

El valor de C depende del periodo de la edificación (T) y el periodo de vibración del suelo (Tp) según la expresión dada en la norma:

$$T < T_P \qquad C = 2.5$$

$$T_P < T < T_L \qquad C = 2.5 \times \left(\frac{T_P}{T_L}\right)$$

$$T > T_L \qquad C = 2.5 \times \left(\frac{T_P \times T_L}{T^2}\right)$$

El factor de uso (U) se relaciona al grado de importancia de la estructura y R es el coeficiente de reducción sísmica, permitiendo incursionar en el rango inelástico, este valor depende del sistema estructural usado, inicialmente se asume el posible R y luego se comprobara este valor.

Para las 2 estructuraciones de la vivienda multifamiliar analizada se usó los siguientes valores:

- Factor de Zona : Z = 0.45 (zona 4)
- Perfil de suelo : S_2 (suelo Intermedio)
- Periodo de Vibración del Suelo : Tp = 0.60 seg.
- Factor de Ampliación del Suelo : S = 1.05
- Factor de Usos : U = 1 (edificación común)
- Coeficiente de reducción sísmica : R=6 (Concreto armado - Muros estructurales)

Dirección X		Dirección Y	
Factor de Zona	Z=0.45	Factor de Zona	Z=0.45
Factor de Uso	U=1.00	Factor de Uso	U=1.00
Factor de Suelo	S=1.05 TP=0.60 TL=2.00	Factor de Suelo	S=1.05 TP=0.60 TL=2.00
Coeficiente de Amplificación Sísmica	C=2.5	Coeficiente de Amplificación Sísmica	C=2.5
Factor Básico de Reducción por Ductilidad	Ro=6	Factor Básico de Reducción por Ductilidad	Ro=6
Factores de Irregularidad	Ia=1 Ip=1	Factores de Irregularidad	Ia=1 Ip=1
Factor de Reducción por Ductilidad	R=Ro*Ia*Ip R=6	Factor de Reducción por Ductilidad	R=Ro*Ia*Ip R=6

Se comprueba que el peso de la edificación está cerca al peso promedio por metro cuadrado de una vivienda que es de 1tn/m2.

Estructuración 1	
N° Piso	5
CM+CV=	1127.08 Tn
Área Total=	202 m2
Tn/m2	1.114 Tn

4.7.2 Análisis estático

Según la NTP E030:

- C/R≥0.11
- Peso sísmico= CM + 0.25XCV (Para clase C: edificaciones comunes)

Con estos datos se puede obtener la fuerza cortante basal de la estructura 1:

Dirección	Formula C	C	C/R	No menor	ZUSC/R	Peso Sism.	V(Tn)
X	T < Tp	2.50	0.4167	>0.11	0.1969	968.49 Tn	190.70
Y	T < Tp	2.50	0.4167	>0.11	0.1969	968.49 Tn	190.70

4.7.3 Análisis dinámico modal espectral

A diferencia del análisis estático, el análisis dinámico está permitido para cualquier estructura por la NTP E030

De acuerdo a la norma se comprueba que la sumatoria de masa efectiva en cada dirección sea mayor e igual al 90% de la masa total, para la estructuración 1 nos da:

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
Case	Item Type	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	100	99.97
Modal	Acceleration	UY	100	99.93
Modal	Acceleration	UZ	30.36	18.78

Entre los 3 primeros modos deben encontrase los predominantes de cada dirección.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	**Mode**	**Period (sec)**	**UX**	**UY**	**UZ**
Modal	1	0.412	0.8279	0.0001	0.0001
Modal	2	0.396	3.96E-05	0.8048	0
Modal	3	0.304	1.76E-05	0.0062	1.33E-05

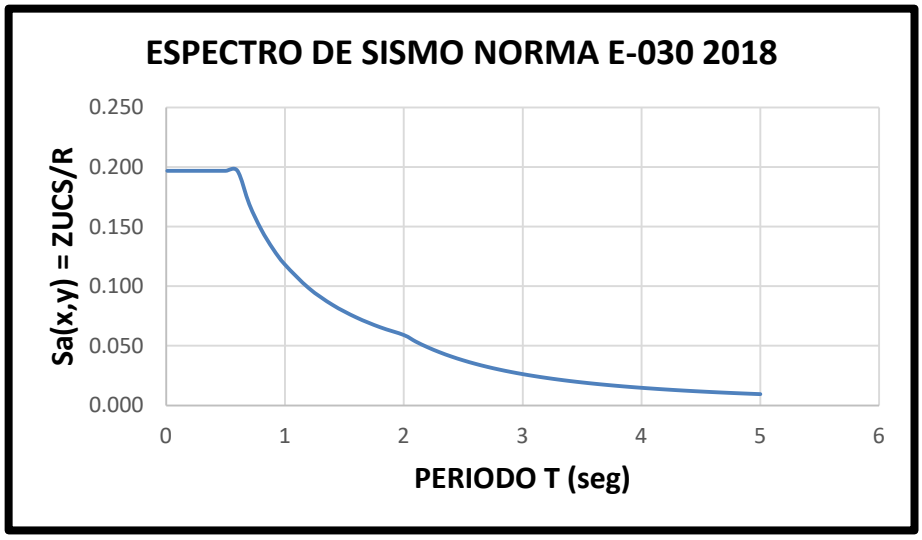
La aceleración espectral está definido en la norma como:

$$Sa = \frac{Z.U.S.C}{R}.g$$

Para considerar la dirección vertical se tomara como 2/3 del considerado para las direcciones horizontales.

T	Sa/g	C
0	0.1968750	2.50
0.1	0.1968750	2.50
0.2	0.1968750	2.50
0.3	0.1968750	2.50
0.4	0.1968750	2.50
0.5	0.1968750	2.50
0.6	0.1968750	2.50
0.7	0.1687500	2.14
0.8	0.1476563	1.88
0.9	0.1312500	1.67
1	0.1181250	1.50
1.2	0.0984375	1.25
1.4	0.0843750	1.07
1.6	0.0738281	0.94
1.8	0.0656250	0.83
2	0.0590625	0.75

Figura 35: Espectro del proyecto según la norma



Fuente: NTP E030

La norma E030 nos indica que se debe considerar una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo de 0.05 la dimensión de la estructura en la dirección perpendicular de análisis y tomando el signo más desfavorable.

4.7.4 Control de derivas

La norma nos dice que al calcular los desplazamientos laterales, estos deben ser los valores del sismo dinámico multiplicados por 0.75R en el caso de ser una edificación regular como en este proyecto, con esto se calcula los desplazamientos relativos de entrepisos y se verifica que no superen el límite indicado en la norma.

Ambas estructuraciones de la vivienda analizada cumplen con este ítem.

Tabla 10: Limite de derivas

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	**(Δ_i / h_{ei})**
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: NTP E030

Dirección X R=6 – Estructuración 1

Piso	Altura	Δ Abs. Sap	Δ Abs. Real	Δ Real.	Deriva	Deriva Max	Verificación
1	380	0.253	1.138	1.138	0.0030	0.007	CORRECTO
2	280	0.524	2.359	1.221	0.0044	0.007	CORRECTO
3	280	0.782	3.520	1.161	0.0041	0.007	CORRECTO
4	280	0.995	4.479	0.959	0.0034	0.007	CORRECTO
5	280	1.158	5.210	0.731	0.0026	0.007	CORRECTO

Dirección Y R=6 – Estructuración 1

Piso	Altura	Δ Abs. Sap	Δ Abs. Real	Δ Real.	Deriva	Deriva Max	Verificación
1	380	0.211	0.949	0.949	0.0025	0.007	CORRECTO
2	280	0.453	2.036	1.087	0.0039	0.007	CORRECTO
3	280	0.708	3.186	1.150	0.0041	0.007	CORRECTO
4	280	0.948	4.264	1.077	0.0038	0.007	CORRECTO
5	280	1.157	5.207	0.943	0.0034	0.007	CORRECTO

Figura 36: Espectro del proyecto según la norma



Fuente: Propio

4.7.5 Irregularidades

Se evalúa por lo siguiente:

- No tener irregularidades en zonas donde la norma no nos permite.
- Obtener los factores de irregularidad en planta y altura que afecta a R.
- Poder mejorar el comportamiento sísmico ante ciertos problemas específicos.

Según la norma E030 se verifica si existe irregularidad por cada tipo, ambas estructuraciones de la vivienda no tienen irregularidades, se verifico de la siguiente manera:

Irregularidades en altura – Estructuración 1

Piso blando (Irregularidad de rigidez)

Se presenta si la rigidez lateral de un entrepiso es inferior al 70% a la del entrepiso superior siguiente o cuando es inferior al 80% del promedio de los 3 superiores, para cualquiera de las direcciones.

Dirección X

PISO	Vx (Tn)	Delta Real. CM	K	VERIFICACIÓN I		VERIFICACIÓN II	
1	191.53	1.07955	177.41652	117.44%	>70% Regular	131.31%	>80% Regular
2	175.33	1.16055	151.07492	112.47%	>70% Regular	133.24%	>80% Regular
3	148.22	1.1034	134.33025	112.00%	>70% Regular		
4	109.62	0.91395	119.94092	139.67%	>70% Regular		
5	59.51	0.693	85.87302				

Dirección Y

PISO	Vy (Tn)	Delta Real. CM	K	VERIFICACIÓN I		VERIFICACIÓN II	
1	191.53	0.90675	211.22691	121.65%	>70% Regular	142.54%	>80% Regular
2	175.33	1.0098	173.62844	118.13%	>70% Regular	148.50%	>80% Regular
3	148.22	1.00845	146.97804	118.56%	>70% Regular		
4	109.62	0.88425	123.96947	155.33%	>70% Regular		
5	59.51	0.74565	79.80956				

Piso débil (Irregularidad de resistencia)

Habrá irregularidad si la resistencia de entrepiso a fuerza cortante es menor al 80% a la del piso superior siguiente, para cualquiera de las direcciones.

PISO	F.C ACUMULADA	RESISTENCIA	VERIFICACIÓN	PISO DEBIL	EXTREMA
1	191.530	408.52	100%	>80% Regular	>65% Regular
2	175.330	408.52	100%	>80% Regular	>65% Regular
3	148.220	408.52	100%	>80% Regular	>65% Regular
4	109.620	408.52	100%	>80% Regular	>65% Regular
5	59.510	408.52			

Irregularidad de masa o peso

Existe cuando el peso de un piso es superior a 1.5 veces a la de un piso adyacente.

PISO	PESO ACUM. (Ton)	PESO (Ton)	VERIFICACIÓN	
1	997.33	210.72	1.08	<1.5 Regular
2	786.61	195.69	1.00	<1.5 Regular
3	590.92	195.69	1.00	<1.5 Regular
4	395.23	195.7	1.02	<1.5 Regular
5	199.53	199.53		

Irregularidad geométrica vertical

Habrá irregularidad cuando en alguna d las direcciones de estudio la dimensión en planta de la estructura es superior a 1.3 a la de un piso adyacente.

Dirección X y Y

PISO	LONG RESISTENTE	VERIFICACIÓN		PISO	LONG RESISTENTE	VERIFICACIÓN	
1	16	1.00	<1.3 Regular	1	12.65	1.00	<1.3 Regular
2	16	1.00	<1.3 Regular	2	12.65	1.00	<1.3 Regular
3	16	1.00	<1.3 Regular	3	12.65	1.00	<1.3 Regular
4	16	1.00	<1.3 Regular	4	12.65	1.00	<1.3 Regular
5	16			5	12.65		

Irregularidad por discontinuidad de los sistemas resistentes

Se produce cuando en un elemento estructural que resista más del 10% de la fuerza a corte tiene un desalineamiento vertical superior al 25% de la dimensión del elemento.

En el proyecto no hay ningún elemento que este desalineado a lo largo de los pisos.

Al no tener ninguna irregularidad de altura, no fue necesario revisar su respectiva irregularidad extrema.

Irregularidades en planta – Estructuración 1

Irregularidad torsional

Habrá cuando en al menos una de las direcciones de estudio, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en una esquina del edificio es superior que 1.3 veces la del promedio de los extremos. Solo se aplicara este ítem si el desplazamiento relativo de entrepiso es mayor al 50% del desplazamiento permitido por la norma.

Dirección X

PISO	Δ MAX	Δ CM	VERIFICACIÓN	
1	1.14	1.125	1.01120	<1.3 Regular
2	1.22	1.213	1.00687	<1.3 Regular
3	1.16	1.156	1.00448	<1.3 Regular
4	0.96	0.958	1.00094	<1.3 Regular
5	0.74	0.735	1.00551	<1.3 Regular

Dirección Y

PISO	Δ MAX	Δ CM	VERIFICACIÓN	
1	1.00	0.9752	1.027	<1.3 Regular
2	1.09	1.0899	1.002	<1.3 Regular
3	1.15	1.0940	1.051	<1.3 Regular
4	1.08	0.9632	1.118	<1.3 Regular
5	0.94	0.7873	1.197	<1.3 Regular

Irregularidad de esquina entrante

Existe cuando una esquina entrante en ambas direcciones tiene más de 20% de la correspondiente dimensión total de planta. En el proyecto no existen esquinas entrantes.

Irregularidad de discontinuidad del diafragma

Hay cuando los vanos tienen un área mayor al 50% del área total del diafragma o cuando en cualquier dirección o piso, la sección transversal del diafragma es inferior al 25% de la sección transversal de la misma dirección considerando las dimensiones totales de la planta. En la estructura analizada no hay aberturas que superen el 50% indicado.

Sistemas no paralelos

Se presenta cuando en al menos una dirección los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos, solo aplican los elementos que soportan más del 10% de la fuerza cortante de piso. En el proyecto no existen elementos que no sean paralelos.

Al no tener ninguna irregularidad de planta, no fue necesario revisar su respectiva irregularidad extrema.
De tener alguna irregularidad se debe revisar las restricciones de irregularidad por zona que nos indica la norma

Tabla 11: Restricciones de irregularidades

Tabla N° 10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	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 irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: NTP E030

Se verifica si es necesario multiplicar al sismo dinámico por un factor para que cumplir con la fuerza cortante mínima, en el caso de ser una edificación regular el SxD mínimo por la norma es el 80% de la fuerza cortante estática. En el análisis del proyecto no fue necesario hacer la corrección.

Dirección X	
VxE =	190.70 Tn
0.8 VXE =	152.56 Tn
VxD =	161.90 Tn
FCx =	

Dirección Y	
VyE =	190.70 Tn
0.8 VXE =	152.56 Tn
VyD =	155.83 Tn
FCy =	

Finalmente se comprueba que es el sistema estructural asumido, la norma nos muestra que cada sistema absorbe cierto porcentaje de la cortante basal tanto en columnas y muros de corte.

Dirección X	
V total	161.90 Tn
V col	36.93 Tn
V Muros	124.97 Tn
%muros	77.190

Asumido	E030
Muro Est. 6	Muro Est 6

Dirección Y	
V total	155.83 Tn
V col	37.53 Tn
V Muros	118.30 Tn
%muros	75.916

Asumido	E030
Muro Est. 6	Muro Est 6

4.8 Diseño de elementos estructurales

Todos los elementos estructurales fueron diseñados de acuerdo a la norma E060, respetando el procedimiento de diseño, cuantía y acero mínimo, etc. También se tomó algunas consideraciones del ACI 318-14 en especial para el diseño de muros de corte.

Tener presenta la fórmula de acero requerido ante momento flector pues es usado frecuentemente:

$$As = \frac{M_u}{\emptyset . fy \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

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

4.8.1 Diseño de viga

A continuación se mostrara el diseño de la viga del eje 1 entre A-B, piso 1

Primero se tienen los datos iniciales necesarios para aplicar las fórmulas de diseño.

Viga 25x30		Características del material	
b	25.00 cm	f'c	210 Kg/cm2
h	30.00 cm	fy	4200 Kg/cm2
d'	5.75 cm	φ	0.9
d	24.25 cm	B1	0.85

Luego con el momento flector obtenido de ETABS se calculó el **refuerzo longitudinal**.

Tramo	Sección	Mu (Tn/m)	As req (cm2)	As (cm2)	N de Barras				As (cm2)	Verif.	B min (cm)
					1/2	5/8	3/4	1			
PLACA	NUDO	-4.680	5.75	5.75		**3**			6.00	OK	19.74
		4.230	5.12	5.12	**1**	**2**			5.29	OK	19.43
A-B	CLARO	-1.120	1.25	1.46		**2**			4.00	OK	15.62
		1.280	1.44	1.46		**2**			4.00	OK	15.62
	NUDO	-4.190	5.07	5.07	**1**	**2**			5.29	OK	19.43
		4.150	5.01	5.01	**1**	**2**			5.29	OK	19.43

Después se verifico donde es necesario un refuerzo adicional y las dimensiones de este.

Long no resistente				Longitud del bastón				
ø 2B Long	a	M (Tn/m)	Long. sap	øBaston	L+(d,12db)	Ld (cm)	Long Baston	Ldg (cm)
5/8	3.76	3.38	35 cm	5/8	59	72.77	75 cm	34.93
5/8	3.76	3.38	25 cm	1/2	49	44.77	50 cm	27.94
5/8	3.76	3.38	0 cm	5/8	24	72.77		
5/8	3.76	3.38	0 cm	5/8	24	55.98		
5/8	3.76	3.38	24 cm	1/2	48	58.20	60 cm	
5/8	3.76	3.38	23 cm	1/2	47	44.77	50 cm	

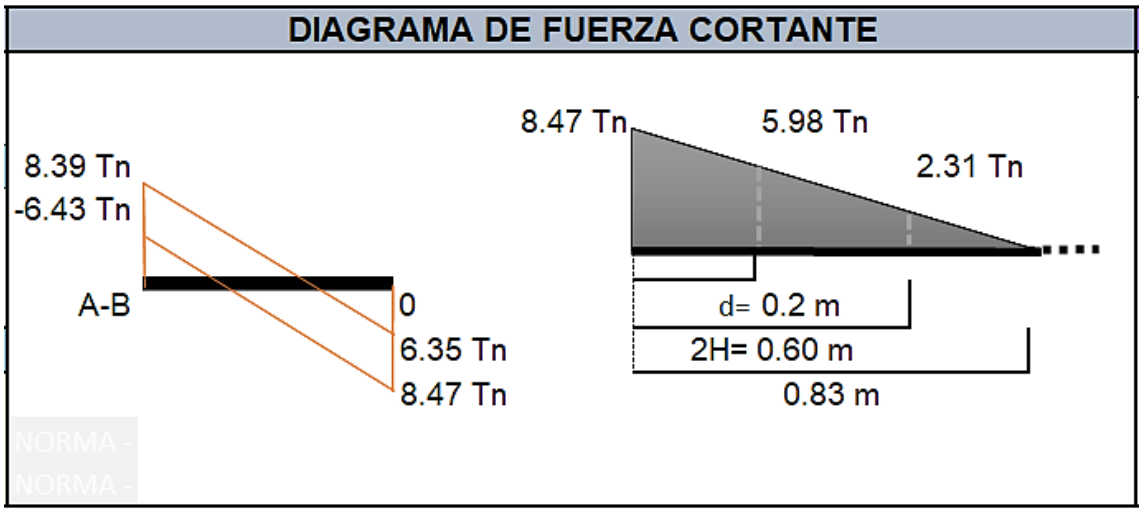
Para diseñar el **refuerzo transversal** (estribos), se necesitan las cargas que soporta.

EJE 1 - TRAMO			A-B		
DATOS			CARGAS		
Long=	1.45	m	Area trib:	1.38	m
d=	24.25	cm	P.Propio:	0.18	Tn.m
f'c=	210	kg/cm2	Tab. Viga:	0.24	Tn.m
f'y=	4200	kg/cm2	Tabiq:	0.00	Tn.m
CV=	0.23	Tn/m	Acabado	0.14	Tn.m
CM=	0.90	Tn/m	Losa:	0.34	Tn.m
Estribo	3/8	pulg	S/C:	0.23	Tn.m
Area=	0.71	cm2	CV+CM=	1.13	Tn.m
Diametro=	0.95	cm	Wu=	1.41	Tn.m

A partir del refuerzo longitudinal se obtiene el momento probable de ambos extremos.

ACERO SUPERIOR A:			ACERO SUPERIOR B:		
As(super.)=	6.58	cm2	As(super.)=	6.00	cm2
2 Ø 5/8	2	1/2	3 Ø 5/8		
a(super.)=	6.19	cm	a(super.)=	5.65	cm
Mu(sup.pr)=	5.85	Tn.m	Mu(sup.pr)=	5.40	Tnf.m
ACERO INFERIOR A:			ACERO INFERIOR B:		
As(infer.)=	6.00	cm2	As(infer.)=	5.29	cm2
3 Ø 5/8			2 Ø 5/8	1	1/2
a(infer.)=	5.65	cm	a(infer.)=	4.98	cm
Mu(inf.pr)=	5.40	Tn.m	Mu(inf.pr)=	4.84	Tn.m

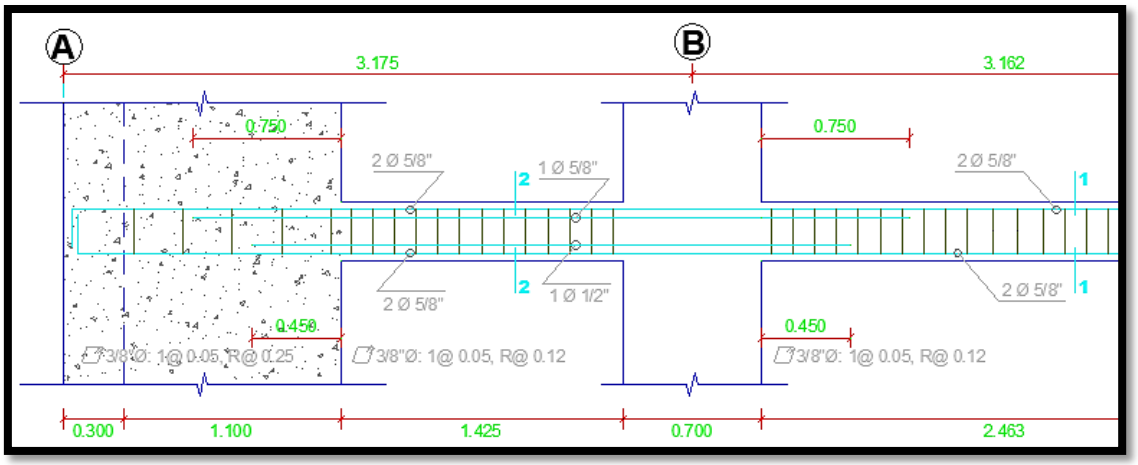
Con los momentos flectores se realizó el diagrama de fuerza cortante.



Se calculó la distribución de estribo tanto en zona de confinamiento como fuera de este, tomando la separación mínima entre lo requerido y lo indicado por norma.

ESTRIBO EN ZC						ESTRIBO FUERA DE ZC					
CASOS			S			Vn2=	2.72	Tn	Vc=	4.66	Tn
Vs ≤	9.31	Tn	>d/2=	12.13	cm				Vs2=	-1.94	Tn
Vs ≤	18.63	Tn	>d/4=	6.06	cm	REQUIERE			S max		
Vn1=	7.04	Tn	Vc=	4.66	Tn	S=	-	cm	Sm1=	82.31	cm
			Vs=	2.38	Tn	No requiere desde:			Sm2=	68.16	cm
NORMA - DUAL TIPO I			Requiere			L=	0.60	m	L(Smax)=	0.37	m
S=	15.00	cm	S=	60.80	cm	NORMA			DISTRIBUCIÓN		
S=	15.88	cm	S=	12.13	cm	Smax=	12.13	cm	1	@	0.10
S=	22.86	cm							5	@	0.12
S=	30.00	cm	S=	12	cm	S=	12	cm	R	@	0.12

Figura 37: Detalle de refuerzo longitudinal y transveral en viga



Fuente: Propia

Viga chata

Se revisa que tenga un ancho suficiente para resistir la fuerza cortante que soporta para luego calcular los refuerzos longitudinales.

h=	2.60	m	h=	20.00	cm	b	20.00	cm
e=	0.15	m	d=	17.52	cm	M-	0.97	tn.m
ɣ=	1.35	tn/m3	Wm=	0.53	tn/m	As-	1.55	cm2
Lm=	1.43	m	Vu=	1.89	ton	M+	0.73	tn.m
Lt=	3.10	m	bw=	16.48	cm	As+	1.15	cm2

4.8.2 Diseño de losa aligerada

Es necesario saber las cargas que se soporta la losa aligerada, se tomara considerando el ancho tributario de 0.40m siendo este el espaciamiento entre nervios.

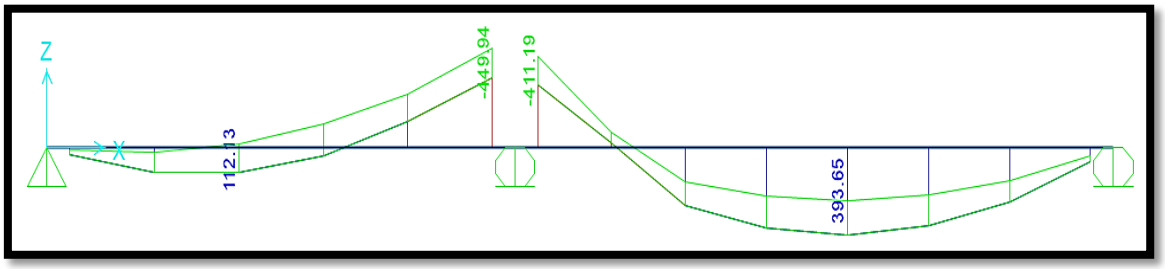
Se mostrara el diseño de la losa aligerada del eje 1 entre A-B

Luego de acuerdo a norma se calcula el refuerzo mínimo requerido.

As min- :Apoyos (T)				As min+ :Claro (T)		
fy=	4200	Dimensiones		d=	17.52	cm
fc=	210	bw=	10 cm	As min=	0.423	cm2
φ	0.9	b=	40 cm	As	1Ø	3/8
As'=	1.29	e=	5	Por temperatura		
Ec=	2.2E+05	h=	20 cm	ρt=	0.0018	xbxh
Es=	2.1E+06	d=	17.365	Ast=	0.9	cm²/m
n=	9.6609	Fr=	28.98	ø Usado	1/4	pulg
Yc=	13.342685	Mcr=	0.52	As=	0.32	cm²
Yt=	6.7 cm	a=	1.98	St=	35.19	cm
I=	1E+04	Asmin=	1.01	St max=	35.19	cm
As	1Ø	1/2		1Ø	1/4	@35

CARGAS - ALIGERADO				
CARGA PERMANENTE				
P.P (Concreto)	210	0.40	84	Kg/m
P.P (Ladrillo)	90	0.40	36	Kg/m
Tabiquería	0	0.40	0	Kg/m
Acabados	100	0.40	40	Kg/m
Total	400	Kg/m2	160	Kg/m
SOBRECARGA				
SOBRECARGA	200	0.40	80	Kg/m
1.4CM+1.7CV			360	Kg/m

Figura 38: Diagrama de momento flector del nervio de losa aligerada de eje 1-3 A-B



Fuente: Propia

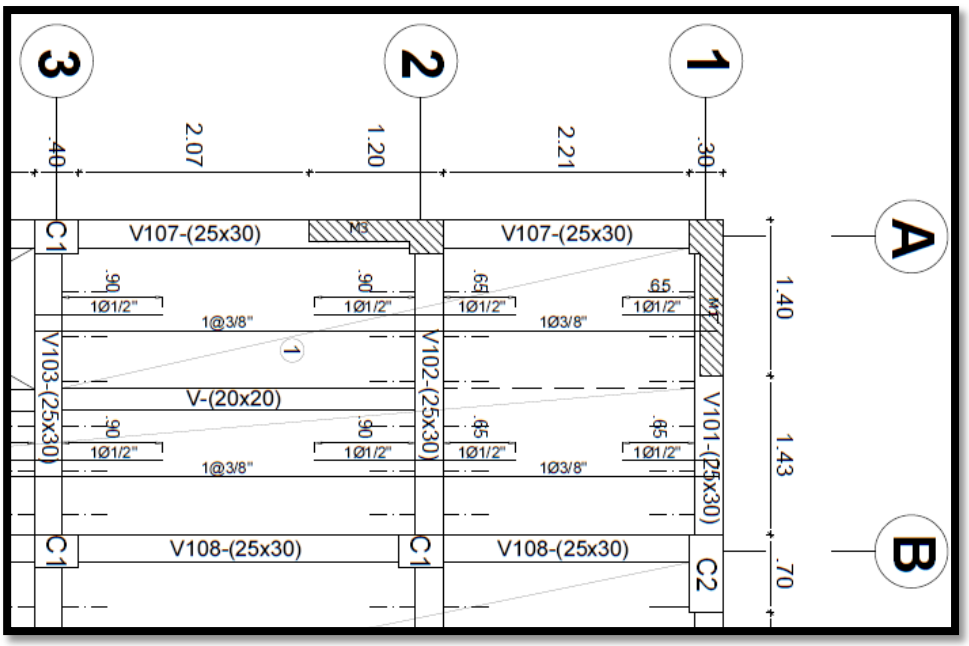
Después con los momentos flectores obtenidos del software se calculara el refuerzo requerido y se tomara el mayor entre el calculado y el mínimo por norma.

Tramo	1	-	2	-	3
M (kg.m)	-80.04	112.13	-449.94	393.65	-136.81
b- (cm)	10	40	10	40	10
a (cm)	0.29	0.10	1.70	0.36	0.50
As req	0.123	0.171	0.721	0.606	0.211
As(cm²)	1.01	0.42	1.01	0.61	1.01
A(-)	1Ø1/2		1Ø1/2		1Ø1/2
A(+)		1 Ø3/8		1 Ø3/8	
Luz libre	2.31			3.02	

Finalmente se verifica que pueda soportar las fuerzas cortantes.

REVICIÓN POR CORTANTE				
Tramo	Long	Vu (Kg)	Vn (Kg)	Verifica.
6-5	2.31	623	1144.01	Cumple
5-4	3.02	933	1144.01	Cumple

Figura 39: Detalle de refuerzo positivo y negativo en losa aligerada



Fuente: Propia

4.8.3 Diseño de losa maciza

Se metra las cargar para un ancho tributario de 1m y se calcular el acero mínimo.

El paño que se mostrara el diseño se ubica entre los ejes C-D 5-6

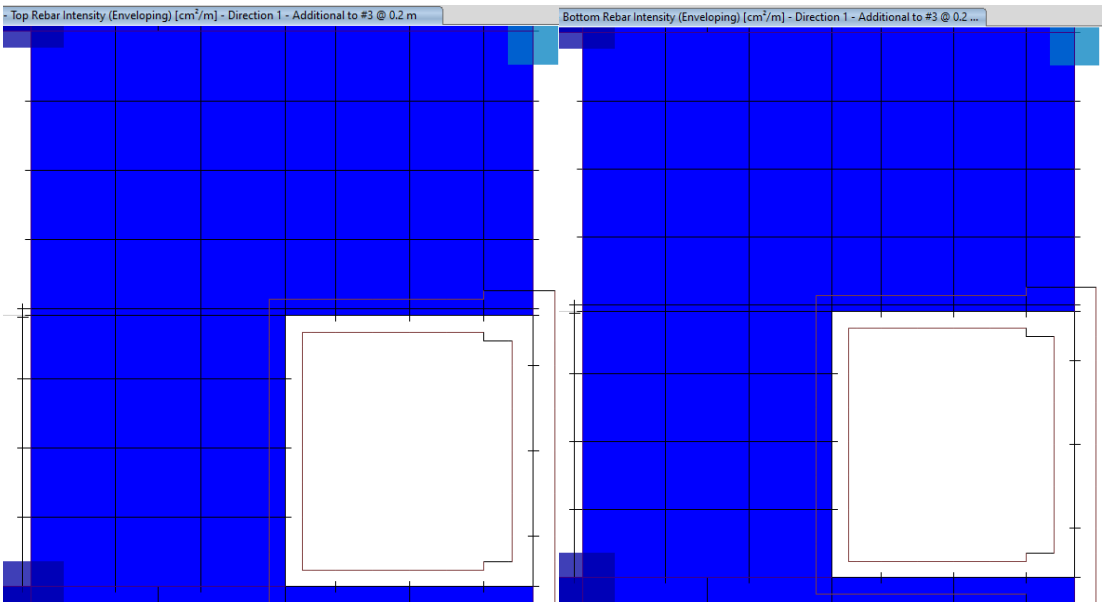
METRADO DE CARGAS		
CARGA PERMANENTE		
PESO PROPIO	480	Kg/m
TABIQUERIA	0	Kg/m
ACABADOS	100	Kg/m
TOTAL	580	Kg/m
SOBRECARGA		
SOBRECARGA	200	Kg/m
1.4CM+1.7CV	1152	Kg/m

DATOS	
fy=	4200
fc=	210
h=	20.00
d=	17.37
φm=	0.90
φv=	0.85

As min		
Asmin=	3.60	cm²
ø As	3/8	pulg
Ab=	0.71	cm²
St=	20	cm
1Ø	3/8	@20

En el propio software Etabs se puede comprobar el acero a colocar.

Figura 40: Comprobando el refuerzo positivo y negativo de losa maciza en ETABS



Fuente: Propia

También se puede calcular mediante el método de los coeficientes de la NTP.

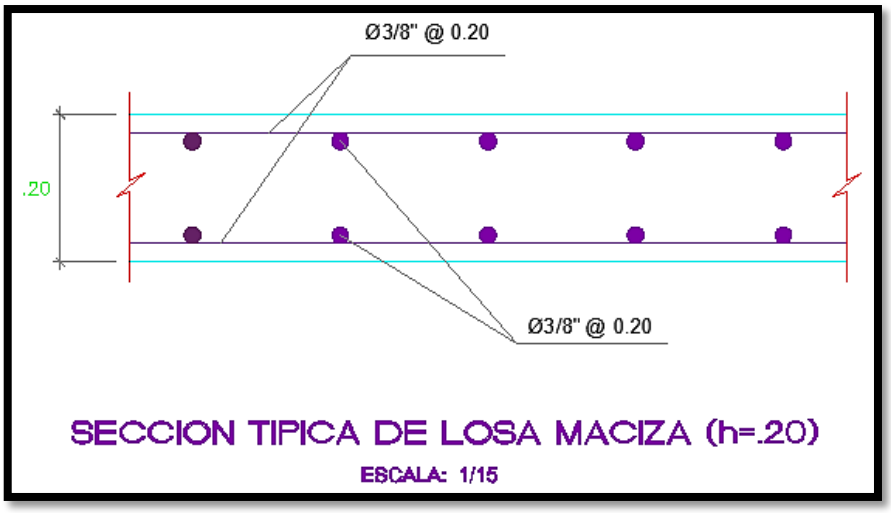
E060 13.7 Metodo de coeficientes								
Ma - = Ca.Wu.A²								
Ma+ = Ca.Wcm.A²+Ca.Wcv.A²								
Wcm=	0.81	Tn.m	A=	2.93	m			
Wcv=	0.34	Tn.m	B=	3.32	m			
W=	1.152	Tn.m	A/B=	0.882				
M	**M- (Tn.m)**		**Mcm+ (Tn.m)**		**Mcv+ (Tn.m)**			
0.9	Ca(-)=	0.055	Ca(+)=	0.022	Ca(+)=	0.034		
0.9	Cb(-)=	0.037	Cb(+)=	0.014	Cb(+)=	0.022		
0.85	Ca(-)=	0.060	Ca(+)=	0.024	Ca(+)=	0.037		
0.85	Cb(-)=	0.031	Cb(+)=	0.012	Cb(+)=	0.019		
0.88	Ca(-)=	0.057	Ca(+)=	0.023	Ca(+)=	0.035		
0.88	Cb(-)=	0.035	Cb(+)=	0.013	Cb(+)=	0.021		
AsA=	Ma(-)	0.559	Ma(+)=	0.158	Ma(+)	0.102	Ma(+)	0.260
AsB=	Mb(-)	0.442	Mb(+)=	0.119	Mb(+)	0.078	Mb(+)	0.197

Finalmente con los momentos positivos y negativos se calcula el refuerzo, también se revisa que soporte la fuerza cortante a la que está sometida.

	E1	**-**	**E2**
Luz libre		3.32	
Mu(-)	559		791
Mu(+)		260	
b(cm)	100	100	100
a (cm)	0.20	0.09	0.29
As req	0.857	0.397	1.215
As(cm²)	3.60	3.60	3.60
A(-)	**3/8@20**		**3/8@20**
A(+)		**3/8@20**	

Cortante		
ØVc=	11.34	Ton.m
Vu=	2.20	Ton.m
OK		

Figura 41: Detalle de refuerzo de losa maciza



Fuente: Propia

4.8.4 Diseño de escalera

1. PREDIMENSIONADO

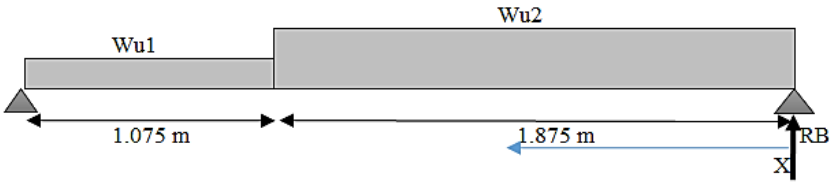
Espesor de la escalera

t = Ln/20	=	0.14 m	$hm = h + \frac{CP}{2} = \frac{t}{\cos\theta} + \frac{CP}{2}$
t = Ln/25	=	0.11 m	
USAR t	=	0.15 m	hm = 0.27 m

DISTRIBUCION DE ACERO

	6 Φ	3/8	@ 26
	6 Φ	3/8	@ 26
	Φ	3/8	@ 26

2. METRADO DE CARGAS



Wu1 TRAMO DESCANSO

Carga Muerta		Carga Viva	
P.P =	504.00 Kg/m	S/C =	280.00 Kg/m
Acabados =	140.00 Kg/m		
	644.00 Kg/m		280.00 Kg/m

Wu2 TRAMO PASOS

Carga Muerta		Carga Viva	
P.P =	909.21 Kg/m	S/C =	280.00 Kg/m
Acabados =	140.00 Kg/m		
	1049.21 Kg/m		280.00 Kg/m

Wu1 = 1377.60 Kg/m **Wu2 = 1944.89 Kg/m**

Con estas cargas por tramo se puede colocar en el software y calcular los momentos y la fuerza corte o hacerlo a mano con valores conservadores, pero al final manda la cuantia minima.

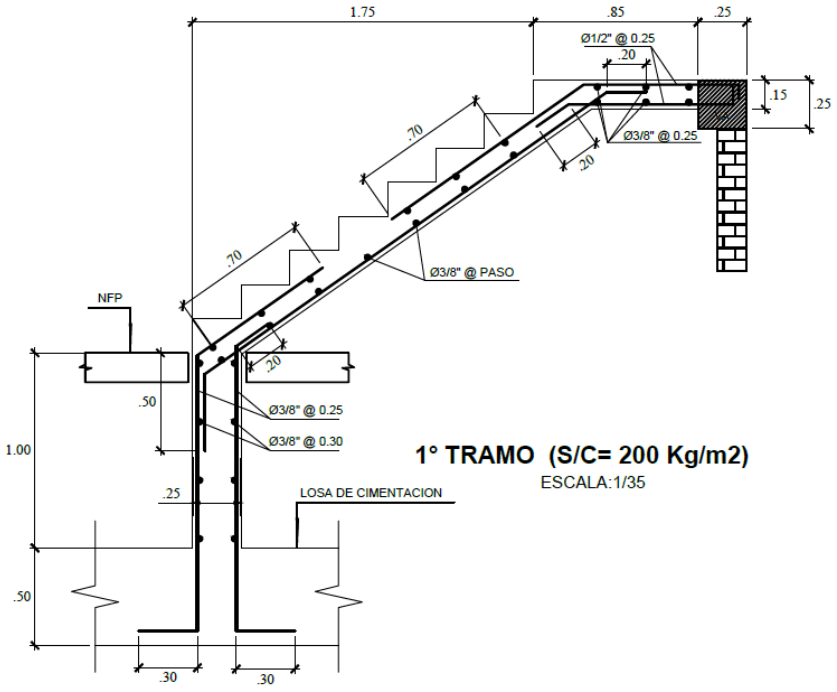
3. CALCULO DE MOMENTO | **COMPROVACIÓN POR CORTE**

RB =	2757.60 Kg	**RA =**	2369.99 Kg	**Vc=**	13.71	ton
El momento maximo se dará en la seccion que posea el cortante igual a 0				**OK**		
Vx = 0	X =	1.42 m				
(+) Mu max =	1954.96 Kg-m					
(+) M diseño =	1563.97 Kg-m	α=	0.8			

4. DISEÑO EN ACERO

Para Momento Positivo:		**Para Momento Negativo:**		**Para As de Temperatura:**		
Asumiendo varilla de acero:		Asumiendo varilla de acero:		As temp =	2.70 cm²	2 capas
b =	140.00 cm	As (-) =	3.78 cm²			
d =	12.52 cm	S min req=	26.39 cm			
As min =	3.78 cm²	S max =	45.00 cm	S =	26.39 cm	
As req (+) =	3.30 cm²	S max =	40.00 cm	S max =	45.00 cm	
S min req=	26.39	Sfl =	26.39 cm	S max =	40.00 cm	
# Varillas =	6	# Varillas =	6	S =	26.39 cm	
S final =	26.26 cm	S final =	26.26			
Φ =	3/8	Φ =	3/8	Φ =	3/8	
As =	0.71 cm²	As =	0.71 cm²	As =	0.71 cm²	
USAR =		USAR =		USAR =		
6 Φ	3/8 @ 25	6 Φ	3/8 @ 25	Φ	3/8 @ 25	
		Long B:	70 cm			

Figura 42: Detalle de refuerzo de escalera



Fuente: Propia

4.8.5 Diseño de columnas

En nuestro proyecto, las columnas del primer piso son de concreto fc=280kg/cm2 debido a la presencia de suelo agresivo confirmado por el EMS.

Para el **refuerzo longitudinal** se considerara inicialmente la cuantía mínima de 1%, y luego se corrobora que la combinación de cargas P-Mu caiga dentro del diagrama de interacción, esto se debe cumplir en ambas direcciones.

Columnas 40x30 - 8ø5/8 - fc=280kg/cm2 – 1er piso

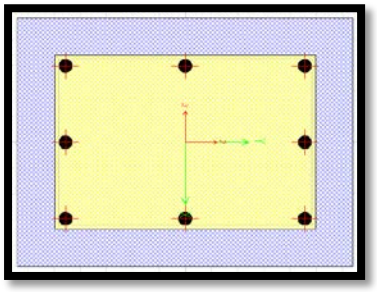
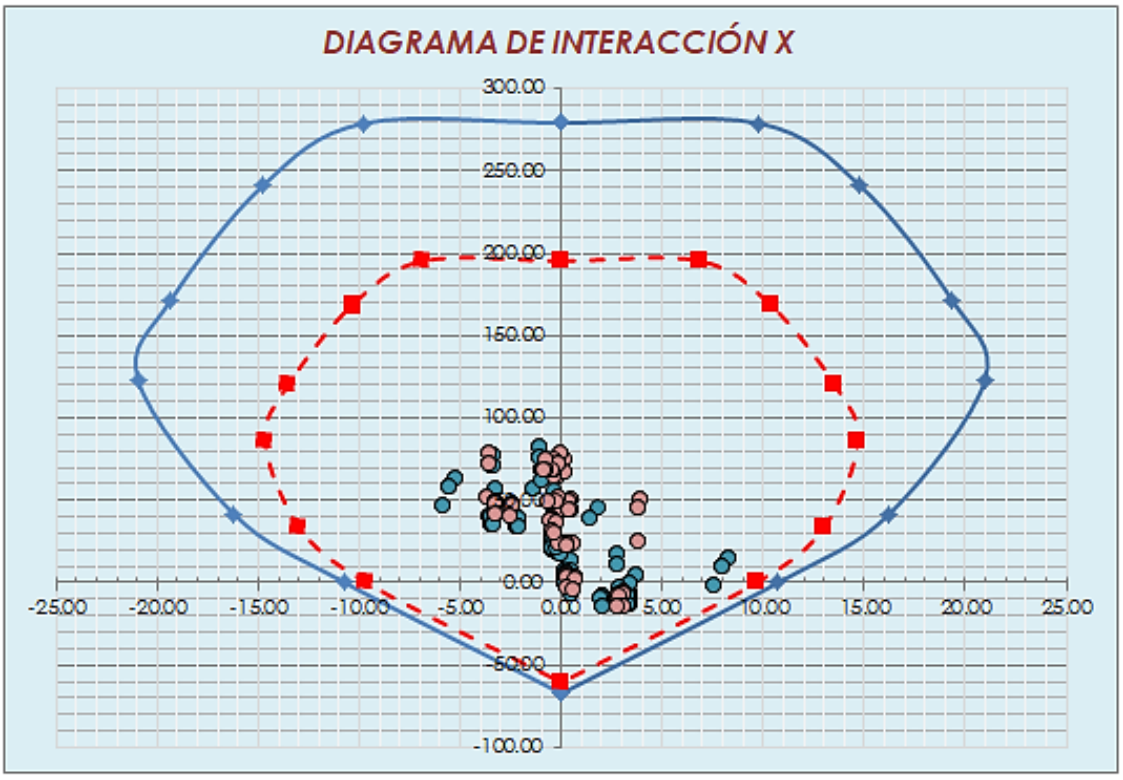
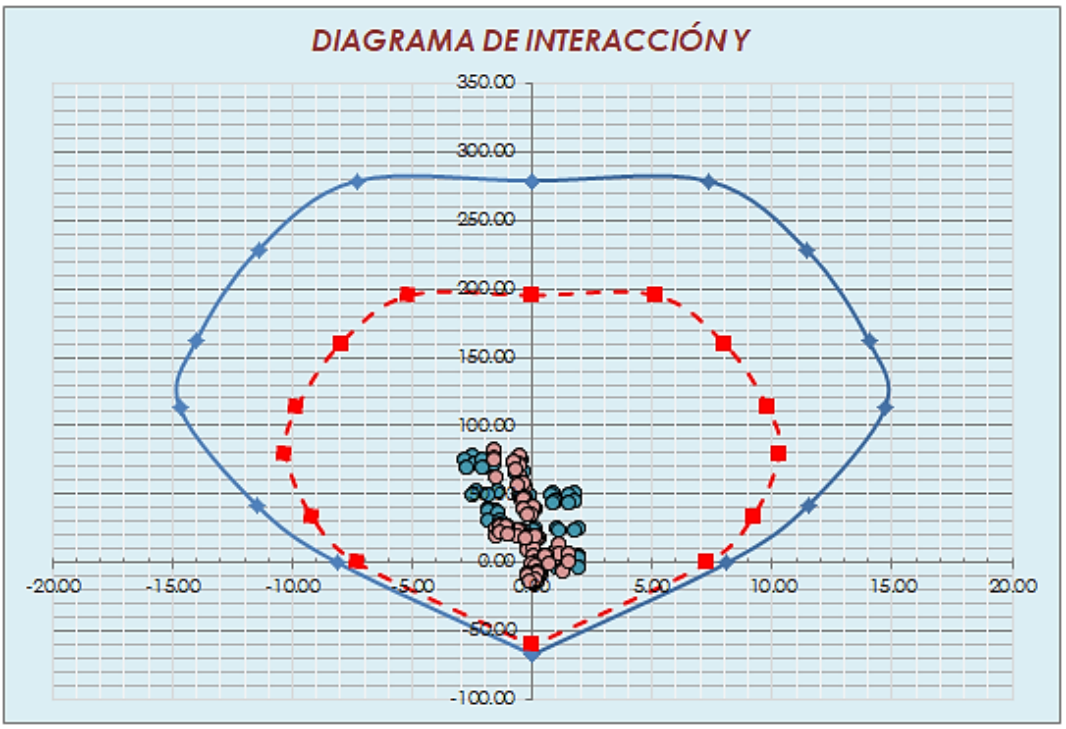


Figura 43: Diagrama de interacción – dirección X – Piso 1



Fuente: Propia

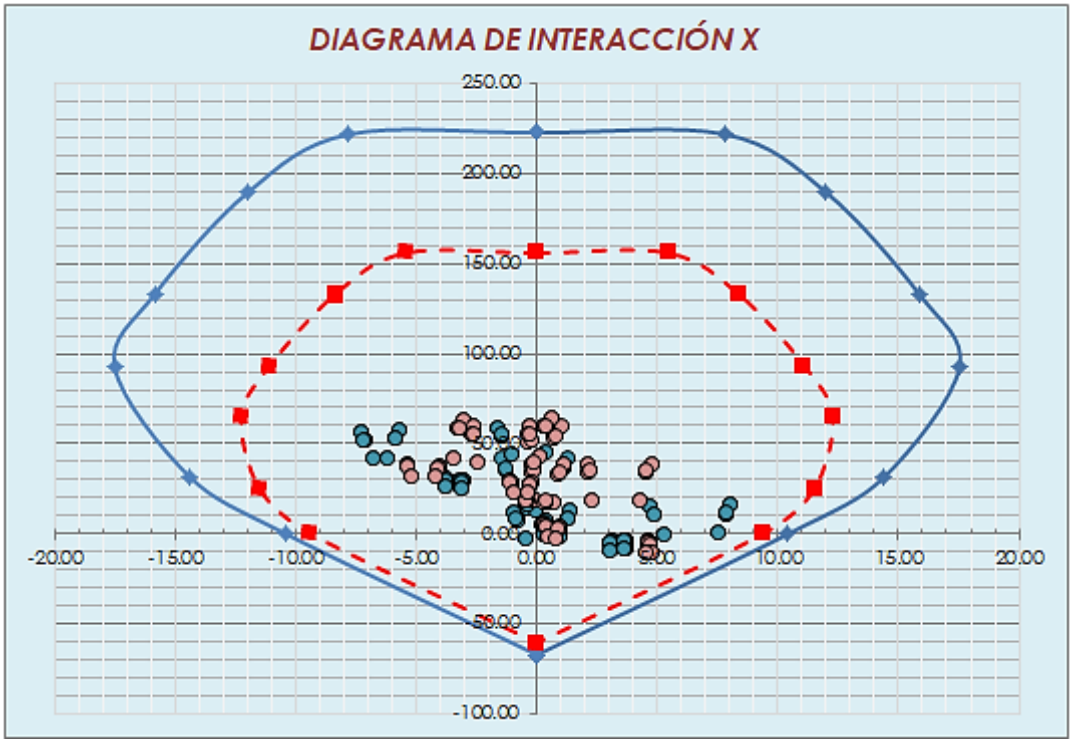
Figura 44: Diagrama de interacción – dirección Y – Piso 1



Fuente: Propia

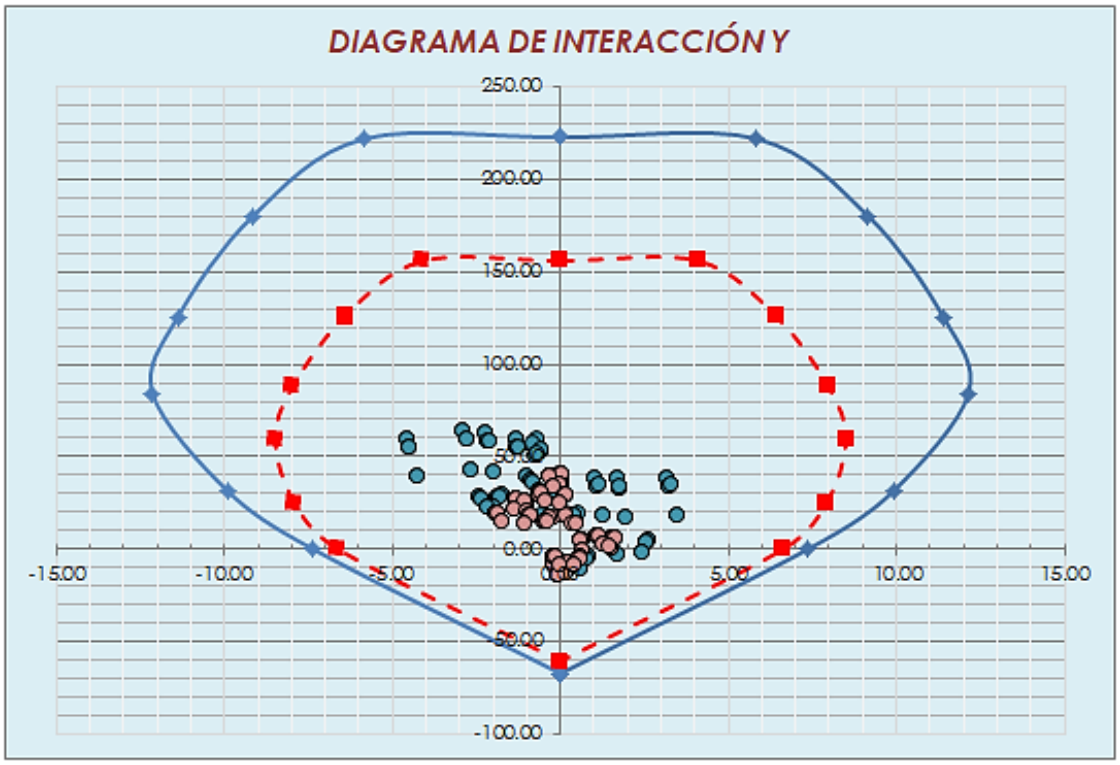
Columnas 40x30 - 8ø5/8 - fc=210kg/cm2 – 2do a 5to piso

Figura 45: Diagrama de interacción – dirección X – Piso 2 al 5



Fuente: Propia

Figura 46: Diagrama de interacción – dirección Y – Piso 2 al 5



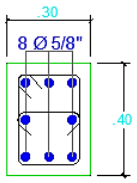
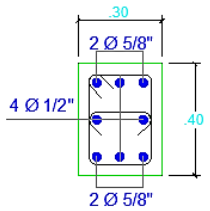
Fuente: Propia

El refuerzo transversal para estribos se tomara el espaciamiento menor entre lo indicado por la norma y lo requerido por las cargas

				NORMA	
BARRAS USADAS				**Smax EN Z.C.**	
#	**Ø**	**#**	**Ø**	8db	13 cm
8	5/8			Lmenor/2	15 cm
b =	30 cm	Piso 1=	3.50 m	10cm	10 cm
h =	40 cm	Piso 2-5=	2.50 m	**S =**	**0.10m**
LONG. DE ZONA DE CONFINAMIENTO				**Smax FUERA DE Z.C.**	
DUAL TIPO I		**Piso 1**	**Piso 2-5**	16Ø Long.	25 cm
hv/6		58 cm	42 cm	48Ø Est.	46 cm
Mayor dimensión		40 cm	40 cm	Lmenor	30 cm
50cm		50 cm	50 cm	30 cm	30 cm
Longitud de la Z.C.		**0.58m**	**0.50m**	**S =**	**0.25m**

REQUIERE				ESPACIMENTO		
1er Piso				1er Piso		
Pu=	8.28 Tn	Vc=	9.03	Ø Estribo:		3/8
Mn=	14.7 Tn.m	Vs=	0.83	1	@	0.05
Vu=	8.38 Tn			6	@	0.10
Vu/ø=	9.86	S=	2.45m	R	@	0.12
2-5to Piso				2-5to Piso		
Pu=	44.60 Tn	Vc=	7.89	Ø Estribo:		3/8
Mn=	16.0 Tn.m	Vs=	7.16	1	@	0.05
Vu=	12.80 Tn			5	@	0.10
Vu/ø=	15.06	S=	0.28m	R	@	0.12
		d/2=	0.12m	Nudo		@ 0.15

Figura 47: Detalle de refuerzo de columnas

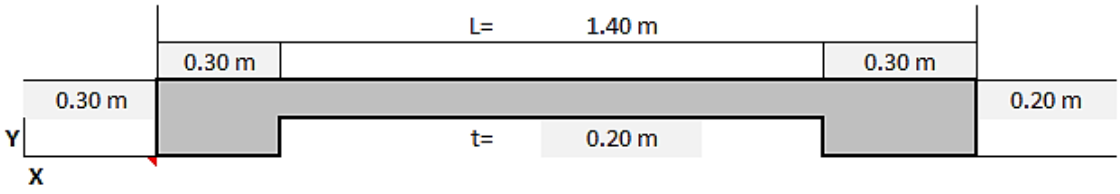
NIVEL	C - 1	NIVEL	C - 1
1er-2do NIVEL		3do-5to NIVEL	
SECCION	0.30 x 0.40	SECCION	0.30 x 0.40
REFUERZO	8 Ø 5/8"	REFUERZO	4 Ø 5/8" + 4 1/2"
Ø 3/8"	1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Rto. @ 0 .12	Ø 3/8"	1 @ 0.05; 5 @ 0.10; Rto. @ 0 .12

Fuente: Propia

4.8.6 Diseño de muros de corte

Una vez que se esté seguro que no es necesario aportar más rigidez a la estructura por motivos de cumplir derivas, irregularidades, etc. Recién se diseñara

Se mostrara el procedimiento de diseño del muro M5 Estructuración 1.



DATOS INICIALES DEL MURO DE CORTE									
NIVEL	δu (cm)	Lw (m)	dw (m)	t (m)	Hw (m)	Ag (m2)	I (m4)	f'c Kg/cm2	fy Kg/cm2
1	5.895	1.20	1.15	0.20	15.00	0.27	0.0288	280	4200
2	5.895	1.20	1.15	0.20	15.00	0.27	0.0288	210	4200
3	5.895	1.20	1.15	0.20	15.00	0.27	0.0288	210	4200
4	5.895	1.20	1.15	0.20	15.00	0.27	0.0288	210	4200
5	5.895	1.20	1.15	0.20	15.00	0.27	0.0288	210	4200

CARGAS ÚLTIMAS						
COMBINACIONES	**NIVEL 1**			**NIVEL 2**		
	P (ton)	**V (ton)**	**M (ton.m)**	**P (ton)**	**V (ton)**	**M (ton.m)**
U1=1.4CM+1.7CV	-52.65	0.30	-1.68	-41.48	0.54	-1.23
U2=1.4CM+1.7CV1	-49.28	0.17	-1.21	-39.09	0.43	-0.84
U3=1.4CM+1.7CV2	-49.29	0.28	-1.33	-38.71	0.42	-1.06
Z4=1.25CM+1.25CV+1Sx-1	-43.22	-13.95	-43.93	-34.72	-9.07	-13.26
Z5=1.25CM+1.25CV1+1Sx-1	-40.74	-14.04	-44.27	-32.96	-9.14	-13.55
Z6=1.25CM+1.25CV2+1Sx-1	-40.76	-13.96	-44.19	-32.67	-9.15	-13.38
Z7=1.25CM+1.25CV-1	-48.42	14.45	46.77	-37.48	9.99	15.37
Z8=1.25CM+1.25CV1-1	-45.94	14.36	46.43	-35.72	9.91	15.08
Z9=1.25CM+1.25CV2-1	-45.95	14.44	46.51	-35.43	9.91	15.24
Z10=1.25CM+1.25CV+1Sy-1	-32.66	1.52	4.00	-25.87	2.22	2.84
Z11=1.25CM+1.25CV1+1Sy-1	-30.18	1.43	3.66	-24.11	2.14	2.56
Z12=1.25CM+1.25CV2+1Sy-1	-30.19	1.51	3.74	-23.82	2.14	2.72
Z13=1.25CM+1.25CV-1	-58.98	-1.02	-1.16	-46.33	-1.30	-0.74
Z14=1.25CM+1.25CV1-1	-56.50	-1.11	-1.50	-44.57	-1.37	-1.02
Z15=1.25CM+1.25CV2-1Sy	-56.52	-1.03	-1.42	-44.28	-1.38	-0.86
Z16=0.9CM+Sx-1	-26.41	-14.06	-44.58	-21.45	-9.25	-13.72
Z17=0.9CM-1	-31.60	14.34	46.12	-24.20	9.81	14.91
Z18=0.9CM+Sy-1	-15.84	1.41	3.35	-12.59	2.04	2.39
Z19=0.9CM-1	-42.17	-1.13	-1.81	-33.06	-1.48	-1.19
Valores Máximos	-15.84	14.45	46.77	-12.59	9.99	15.37
Valores Mínimos	-58.98	-14.06	-44.58	-46.33	-9.25	-13.72

NIVEL 3			NIVEL 4			NIVEL 5		
P (ton)	V (ton)	M (ton.m)	P (ton)	V (ton)	M (ton.m)	P (ton)	V (ton)	M (ton.m)
-30.76	0.78	-1.38	-19.68	0.91	-1.51	-8.36	1.38	-1.78
-28.98	0.67	-1.28	-18.94	0.78	-1.18	-8.27	1.26	-1.75
-28.99	0.65	-1.01	-18.54	0.79	-1.44	-8.26	1.14	-1.44
-26.32	-7.65	-7.98	-17.24	-5.11	-2.64	-7.53	-1.61	0.80
-25.02	-7.74	-8.06	-16.69	-5.21	-2.88	-7.46	-1.70	0.78
-25.02	-7.75	-8.25	-16.40	-5.20	-2.69	-7.46	-1.79	0.55
-27.23	9.01	10.35	-17.08	6.70	5.26	-7.12	4.01	2.30
-25.92	8.92	10.28	-16.53	6.60	5.02	-7.05	3.92	2.28
-25.93	8.91	10.09	-16.24	6.61	5.21	-7.04	3.83	2.05
-19.85	1.58	1.42	-13.25	1.10	0.89	-5.95	0.69	0.55
-18.54	1.49	1.34	-12.70	1.00	0.65	-5.88	0.60	0.53
-18.54	1.48	1.15	-12.41	1.01	0.84	-5.87	0.51	0.30
-33.71	-0.22	0.96	-21.06	0.48	1.73	-8.70	1.71	2.55
-32.40	-0.31	0.88	-20.52	0.38	1.49	-8.63	1.62	2.52
-32.40	-0.32	0.69	-20.23	0.40	1.68	-8.63	1.53	2.29
-16.53	-7.91	-8.46	-11.03	-5.41	-3.14	-5.00	-2.06	0.24
-17.43	8.75	9.88	-10.87	6.40	4.76	-4.58	3.56	1.73
-10.05	1.32	0.94	-7.04	0.80	0.39	-3.41	0.24	-0.01
-23.91	-0.48	0.48	-14.86	0.18	1.23	-6.17	1.26	1.98
-10.05	9.01	10.35	-7.04	6.70	5.26	-3.41	4.01	2.55
-33.71	-7.91	-8.46	-21.06	-5.41	-3.14	-8.70	-2.06	-1.78

Verificamos el tipo de diseño y si va a ser necesario amplificar las cargas.

NIVEL	Pu (Ton)	Vu (Ton)	Mu (Ton.m)	0.1xf'cxAg	Diseño	Vb	V (placa)	%	Amplif.
1	-15.84	14.45	46.77	75.60	Flexión	151.30	14.45	10%	NO
2	-12.59	9.99	15.37	56.70	Flexión	141.54	9.99	7%	NO
3	-10.05	9.01	10.35	56.70	Flexión	120.08	9.01	8%	NO
4	-7.04	6.70	5.26	56.70	Flexión	89.84	6.70	7%	NO
5	-3.41	4.01	2.55	56.70	Flexión	47.72	4.01	8%	NO

VERIFICACIÓN DE REQUERIMIENTO DE 2 CAPAS			
tm=	0.20	≥ 0.2m	Requiere
Vnc=	23.9 Tn	Vu=	14.5 Tn
N° Capas=	2		

Se obtiene un refuerzo horizontal y vertical preliminar como el máximo entre lo requerido y lo indicado en la norma.

NIVEL	VERIFICACIÓN - RESISTENCIA A CORTE					
	Vc (Tn)	Vu (Tn)	Vu / Ø	Vn max (Tn)	Vnmax>Vu/Ø	0.27√f'c.b.dw
1	23.95	14.45	17.00	119.73	CUMPLE	12.20
2	20.74	9.99	11.75	119.73	CUMPLE	10.56
3	20.74	9.01	10.60	119.73	CUMPLE	10.56
4	20.74	6.70	7.88	119.73	CUMPLE	10.56
5	20.74	4.01	4.72	119.73	CUMPLE	10.56

REFUERZO HORIZONTAL REQ.				
hw/Lw	α	Vc (Tn)	Vs (Tn)	Ph req
12.50	0.54	21.59	0.00	0.0000
12.50	0.54	18.70	0.00	0.0000
12.50	0.54	18.70	0.00	0.0000
12.50	0.54	18.70	0.00	0.0000
12.50	0.54	18.70	0.00	0.0000

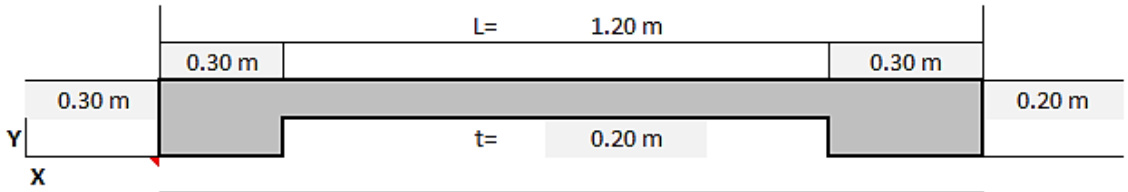
NIVEL	ACERO HORIZONTAL									
	ρH req	Ph min	Ash	Capas	ø	S	Smáx (cm)		Sfinal	ρcol
1	0.0000	0.0025	5.00 cm2/m	2 Ø	3/8	@ 28 cm	40	60	28 cm	0.00254
2	0.0000	0.0025	5.00 cm2/m	2 Ø	3/8	@ 28 cm	40	60	28 cm	0.00254
3	0.0000	0.0025	5.00 cm2/m	2 Ø	3/8	@ 28 cm	40	60	28 cm	0.00254
4	0.0000	0.0025	5.00 cm2/m	2 Ø	3/8	@ 28 cm	40	60	28 cm	0.00254
5	0.0000	0.0025	5.00 cm2/m	2 Ø	3/8	@ 28 cm	40	60	28 cm	0.00254
NIVEL	ACERO VERTICAL									
	Pv	ρ Vmi	Asv	Capas	ø	S	Smáx (cm)		Sfinal	ρcol
1	0.0023	0.0025	5.00 cm2/m	2 Ø	3/8	@ 28 cm	40	60	28 cm	0.00254
2	0.0023	0.0025	5.00 cm2/m	2 Ø	3/8	@ 28 cm	40	60	28 cm	0.00254
3	0.0025	0.0025	5.00 cm2/m	2 Ø	3/8	@ 28 cm	40	60	28 cm	0.00254
4	0.0025	0.0025	5.00 cm2/m	2 Ø	3/8	@ 28 cm	40	60	28 cm	0.00254
5	0.0025	0.0025	5.00 cm2/m	2 Ø	3/8	@ 28 cm	40	60	28 cm	0.00254

Se comprueba si es necesario confinar los bordes.

NIVEL	CONDICIÓN 1		
	P/A+ M.c/I	0.2 f´c	CONFINAR
1	105 kg/cm2	56 kg/cm2	SI

CONDICIÓN 2					
c (cm)	Lw (cm)	δu(cm)	hw (cm)	C≥	CONFINAR
13.68	120	5.895	1500	40.000	NO

Probamos que refuerzo longitudinal debe ir en los bordes de confinamiento, de manera que puedan soportar los esfuerzos de compresión y tracción en estos puntos y que las combinaciones de cargas P-Mu caigan dentro del diagrama de interacción



ø	5/8	ø	1/2	ø	5/8
N°	8	S	0.25	N°	2
ø	3/4			ø	3/4
N°	0	Capas:	2	N°	4
As	16.00 cm2	As	6.19 cm2	As	15.36 cm2
ρ	0.018 cm2	ρ	0.0052 cm2	ρ	0.026 cm2
%As=	42.61%	%As=	16.49%	%As=	40.90%

NIVEL	COMPRESIÓN - IZQUIERDA			COMPRESIÓN - DERECHA		
	Pu (Tn)	φPn (Tn)	Verificación	Pu (Tn)	φPn (Tn)	Verificación
1	76.18	155.45	CUMPLE	56.01	114.05	CUMPLE

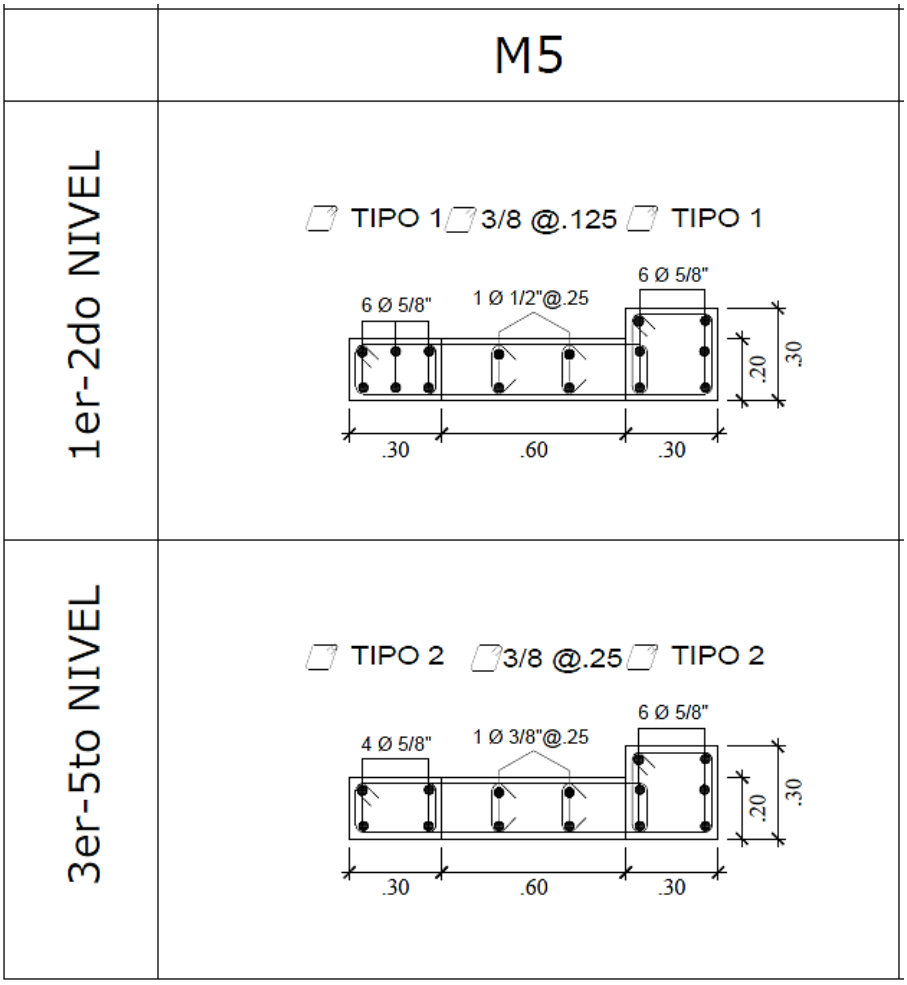
NIVEL	TRACCIÓN - IZQUIERDA			TRACCIÓN - DERECHA		
	Tu	Tn	Verificación	Tu	Tn	Verificación
1	36.33	60.48	CUMPLE	45.98	58.06	CUMPLE

Finalmente se hace un reajuste en el refuerzo vertical para permitir llegar a una completa capacidad a flexión, esto se encuentra en la norma.

NIVEL	Mu	Mn (Tn.m)	h inicial	h lim	(Mn/Mua)	Vu	Vn	Vc (Tn)	Vs (Tn)	Ph req
1	46.7700	101.81	0.00	6.60	2.18	31.46	37.0073	21.59	15.42	0.0016
2	15.3700	101.81	3.80	6.60	6.00	59.94	70.5176	18.70	51.82	0.0054
3	10.3500	96.42	6.60	6.60	1.00	9.01	10.6000	18.70	0.00	0.0000
4	5.2600	90.96	9.40	6.60	1.00	6.70	7.8824	18.70	0.00	0.0000
5	2.5500	88.05	12.20	6.60	1.00	4.01	4.7176	18.70	0.00	0.0000

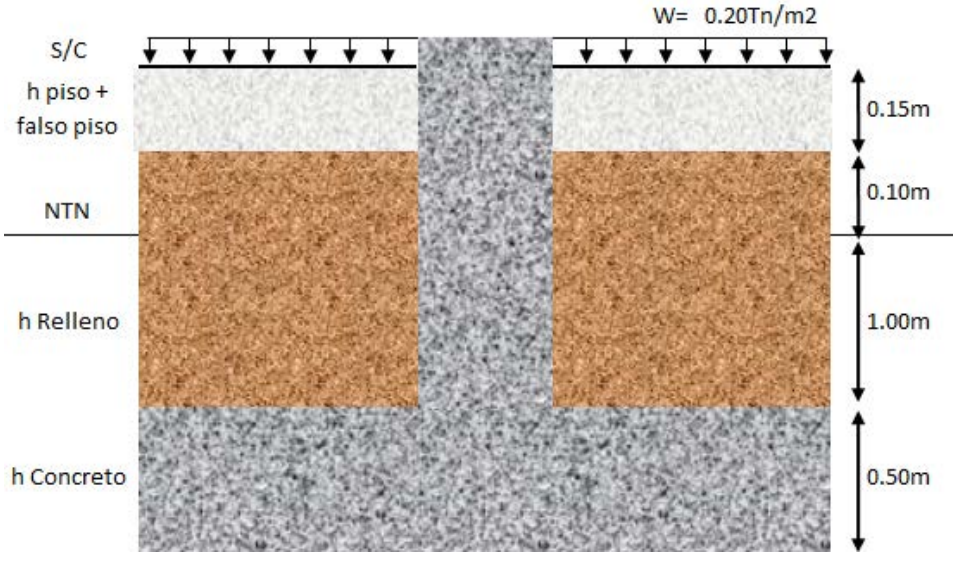
NIVEL	ACERO HORIZONTAL										
	ρH req	Ph min	Ash	Capas	ø	S	Smáx (cm)		Sfinal	S colocado	ρcolocado
1	0.0016	0.0025	5.00 cm2/m	2 Ø	3/8	@ 28 cm	40	60	28 cm	13 cm	0.00546
2	0.0054	0.0025	10.75 cm2/m	2 Ø	3/8	@ 13 cm	40	60	13 cm	13 cm	0.00546
3	0.0000	0.0025	5.00 cm2/m	2 Ø	3/8	@ 28 cm	40	60	28 cm	25 cm	0.00284
4	0.0000	0.0025	5.00 cm2/m	2 Ø	3/8	@ 28 cm	40	60	28 cm	25 cm	0.00284
5	0.0000	0.0025	5.00 cm2/m	2 Ø	3/8	@ 28 cm	40	60	28 cm	25 cm	0.00284
NIVEL	ACERO VERTICAL										
	ρv	ρ Vmin	Asv	Capas	ø	S	Smáx (cm)		Sfinal	Scolocado	ρcolocado
1	-0.0123	0.0025	5.00 cm2/m	2 Ø	1/2	@ 51 cm	40	60	40 cm	25 cm	0.00516
2	-0.0123	0.0025	5.00 cm2/m	2 Ø	1/2	@ 51 cm	40	60	40 cm	25 cm	0.00516
3	0.0008	0.0025	5.00 cm2/m	2 Ø	3/8	@ 28 cm	40	60	28 cm	25 cm	0.00284
4	0.0025	0.0025	5.00 cm2/m	2 Ø	3/8	@ 28 cm	40	60	28 cm	25 cm	0.00284
5	0.0025	0.0025	5.00 cm2/m	2 Ø	3/8	@ 28 cm	40	60	28 cm	25 cm	0.00284

Figura 48: Detalle de refuerzo de muro de corte M5



4.8.7 Diseño de cimentación

$$\sigma_{neto} = \sigma_{admisible} - (((\gamma_{concreto} - \gamma_{natural}) * h_{concreto} + (\gamma_{relleno} - \gamma_{natural}) * h_{relleno} + (\gamma_{piso}) * h_{piso} + S/C))/3$$



Suelos

qad=	0.96kg/cm2
$\gamma_{Concreto}$=	2.40Tn/m3
$\gamma_{Suelo\ natural}$=	1.66Tn/m3
γ_{Piso}=	2.30Tn/m3
$\gamma_{Rell.Compac.}$=	2.00Tn/m3
q_{neto}=	0.912kg/cm2

Considerando este qneto se estima que solo por cargas de gravedad se tiene que usar platea si o si para edificios mayores de 6 pisos ubicados encima de este tipo de suelo, si se considera los momentos es muy probable que se necesite platea para un edificio de 5 pisos.

Se puede realizar las comprobaciones y cálculos en el propio etabs, en este caso mostraremos el procedimiento manual a partir de las cargas transmitidas a la cimentación.

Primero se verifica que el esfuerzo del suelo no supera el esfuerzo neto.

qneto = 0.91 Kg/cm2 Combinaciones sin Sismo

qneto = 1.18 Kg/cm2 Combinaciones con Sismo

- CM+CV

σ=	5.59	+	0.03 X	+	0.06 Y

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{My.X}{Iy} \pm \frac{Mx.Y}{Ix}$$

Punto	X	Y	q(Kg/cm2)	Verificación
1	0.00	0.00	0.49	OK
2	0.00	12.65	0.57	OK
3	16.00	12.65	0.62	OK
4	16.00	0.00	0.55	OK

- CM+CV+0.8Sx

σ=	5.61	+	0.39 X	+	0.08 Y

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{My.X}{Iy} \pm \frac{Mx.Y}{Ix}$$

Punto	X	Y	q(Kg/cm2)	Verificación
1	0.00	0.00	0.20	OK
2	0.00	12.65	0.30	OK
3	16.00	12.65	0.93	OK
4	16.00	0.00	0.83	OK

- CM+CV-0.8Sx

σ=	5.58	+	-0.32 X	+	0.04 Y

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{My.X}{Iy} \pm \frac{Mx.Y}{Ix}$$

Punto	X	Y	q(Kg/cm2)	Verificación
1	0.00	0.00	0.79	OK
2	0.00	12.65	0.84	OK
3	16.00	12.65	0.32	OK
4	16.00	0.00	0.27	OK

- CM+CV+0.8Sy

σ=	5.36	+	-0.05 X	+	0.63 Y

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{My.X}{Iy} \pm \frac{Mx.Y}{Ix}$$

Punto	X	Y	q (Kg/cm2)	Verificación
1	0.00	0.00	0.18	OK
2	0.00	12.65	0.97	OK
3	16.00	12.65	0.89	OK
4	16.00	0.00	0.10	OK

- CM+CV-0.8Sy

σ=	5.83	+	0.12 X	X	+	-0.51 Y
σ=	P / A	±	My.X / Iy		±	Mx.Y / Ix

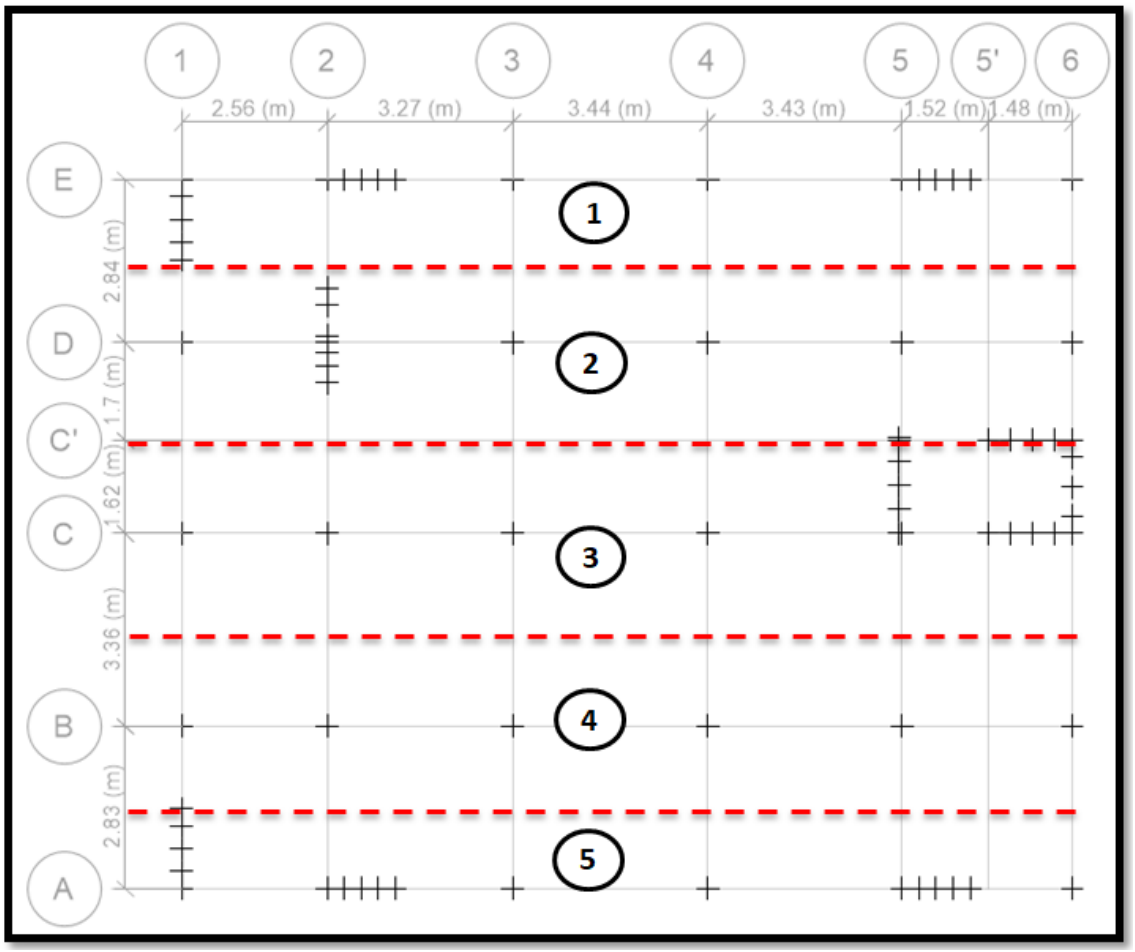
Punto	X	Y	q (Kg/cm2)	Verificación
1	0.00	0.00	0.81	OK
2	0.00	12.65	0.17	OK
3	16.00	12.65	0.36	OK
4	16.00	0.00	1.00	OK

A continuación se calcula los esfuerzos últimos de diseño

Punto	X (m)	Y (m)	q (kg/cm2)									q max
			C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	(Kg/cm2)
1	0.00	12.65	0.83	1.21	0.21	0.37	1.05	0.92	-0.08	0.076	0.759	1.21
2	0.00	10.93	0.81	1.08	0.32	0.35	1.04	0.79	0.03	0.065	0.756	1.08
3	0.00	7.85	0.79	0.84	0.51	0.32	1.03	0.56	0.23	0.045	0.750	1.03
4	0.00	4.51	0.76	0.58	0.72	0.29	1.01	0.31	0.46	0.023	0.744	1.01
5	0.00	1.42	0.73	0.34	0.92	0.26	1.00	0.08	0.66	0.002	0.738	1.00
6	0.00	0.00	0.72	0.23	1.01	0.25	0.99	-0.03	0.76	-0.007	0.736	1.01
7	16.00	12.65	0.91	1.11	0.45	1.16	0.40	0.80	0.14	0.845	0.093	1.16
8	16.00	10.93	0.89	0.98	0.56	1.14	0.40	0.67	0.25	0.834	0.090	1.14
9	16.00	7.85	0.86	0.74	0.75	1.11	0.38	0.44	0.46	0.814	0.085	1.11
10	16.00	4.51	0.84	0.48	0.96	1.08	0.36	0.19	0.68	0.792	0.078	1.08
11	16.00	1.42	0.81	0.24	1.16	1.05	0.35	-0.04	0.88	0.772	0.073	1.16
12	16.00	0.00	0.80	0.13	1.25	1.03	0.34	-0.15	0.98	0.762	0.070	1.25
13	0.00	0.00	0.72	0.23	1.01	0.25	0.99	-0.03	0.76	-0.007	0.736	1.01
14	1.28	0.00	0.72	0.22	1.03	0.31	0.94	-0.04	0.77	0.055	0.682	1.03
15	4.20	0.00	0.74	0.20	1.07	0.45	0.82	-0.06	0.81	0.195	0.561	1.07
16	7.55	0.00	0.76	0.18	1.12	0.62	0.68	-0.08	0.86	0.356	0.422	1.12
17	10.99	0.00	0.77	0.16	1.17	0.79	0.54	-0.11	0.91	0.521	0.279	1.17
18	14.20	0.00	0.79	0.14	1.22	0.94	0.41	-0.13	0.95	0.676	0.145	1.22
19	16.00	0.00	0.80	0.13	1.25	1.03	0.34	-0.15	0.98	0.762	0.070	1.25
20	0.00	12.65	0.83	1.21	0.21	0.37	1.05	0.92	-0.08	0.076	0.759	1.21
21	1.28	12.65	0.83	1.21	0.23	0.43	1.00	0.91	-0.07	0.138	0.705	1.21
22	4.20	12.65	0.85	1.19	0.27	0.58	0.88	0.89	-0.03	0.278	0.584	1.19
23	7.55	12.65	0.86	1.17	0.32	0.74	0.75	0.86	0.02	0.439	0.445	1.17
24	10.99	12.65	0.88	1.15	0.37	0.91	0.61	0.84	0.07	0.604	0.302	1.15
25	14.20	12.65	0.90	1.13	0.42	1.07	0.48	0.82	0.11	0.759	0.168	1.13
26	16.00	12.65	0.91	1.11	0.45	1.16	0.40	0.80	0.14	0.845	0.093	1.16

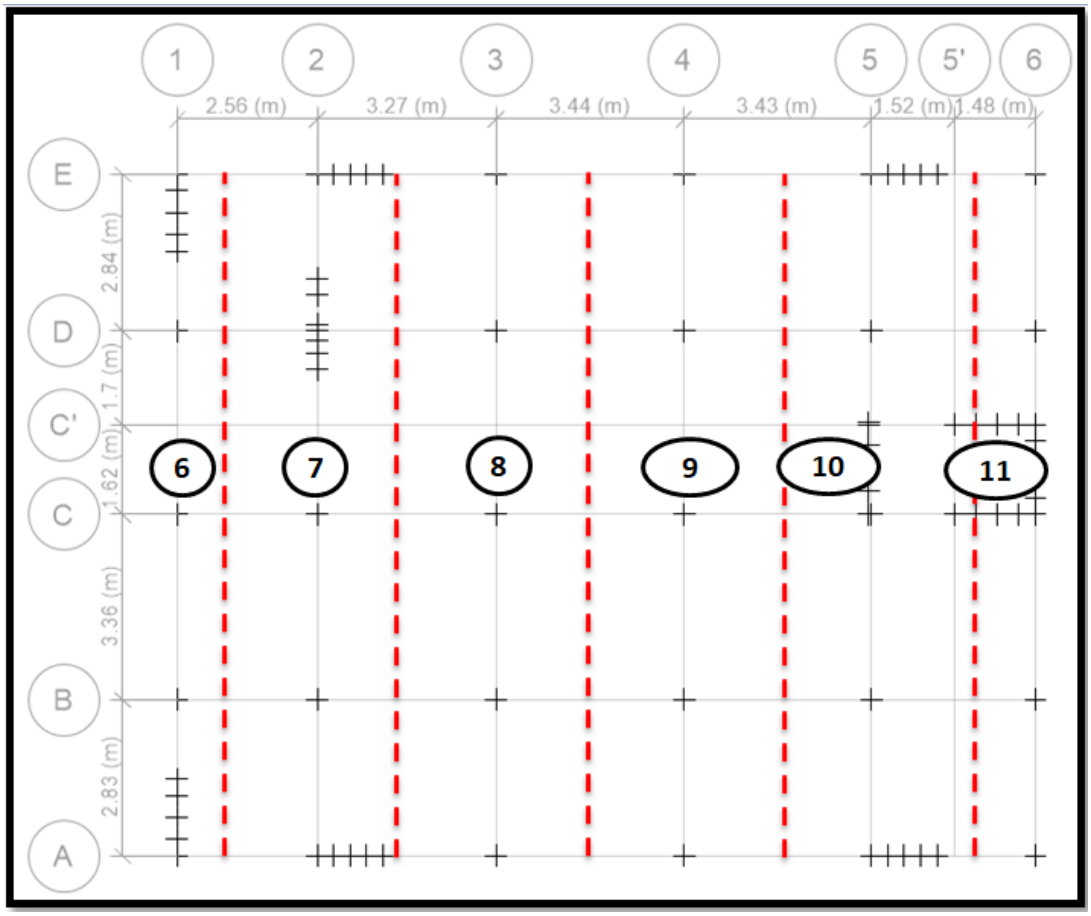
Datos	
FRANJA N°	**q (Kg/cm2)**
1	1.21
2	1.14
3	1.11
4	1.16
5	1.25
6	1.21
7	1.21
8	1.19
9	1.17
10	1.22
11	1.25

Figura 49: Franjas de diseño en la platea 1-5



Fuente: Propia

Figura 50: Franjas de diseño en la platea 6-11



Fuente: Propia

Definimos el espesor de la platea.

VERIFICACIÓN DE Ldg	t min:	0.46	m

fy =	4200	kg/cm2
f'c =	280	kg/cm2
ψe =	1	
λ =	1	

Ø	cm	Ld (cm)
1/2	1.25	24.19
5/8	1.56	30.24
3/4	1.88	36.29
1	2.50	48.39

VERIFICACIÓN DE PUNZONAMIENTO

t=	40	cm
d =	31.73	cm
φ =	0.85	

COLUMNA	αs
CENTRO	40.00
BORDE	30.00
ESQUINA	20.00

Columa n°		C12				
Datos			*Punzonado actuante:*			
b =	40	cm	*Pu* =	42.42	Ton	
h =	30	cm	Vu =	42.10	Ton	
f´c =	280	Kg/cm2	*Punzonado resistente:*			
β =	1.33		Vc1 =	159.61	Ton	
bo =	267	cm	Vc2 =	127.69	Ton	
αs =	40	CENTRO	Vc3 =	219.70	Ton	
Ao =	4428	cm2	Vc =	127.69	Ton	
qu =	0.72	Ton/m2	Verificación		OK	

VERIFICACIÓN DE RIGIDEZ	t min:	0.32	m

K30:	5700	Tn/m3	f´c=	280	kg/cm2	Columna	
Suelo:	Granular		Ec=	2.51E+06	Tn/m2	b=	0.40
t=	0.40					h=	0.30

EJE X

FRANJA	K30 Tn.m3	b	s	Ks	λ	1.75/λ	Lc	PLATEA	tR min
1	5700	1.00	0.42	2408.25	0.4605	3.80	3.18	*Rígido*	0.32
2	5700	1.66	0.35	1986.60	0.4389	3.99	3.18	*Rígido*	0.30
3	5700	2.49	0.31	1789.06	0.4275	4.09	3.18	*Rígido*	0.29
4	5700	3.10	0.30	1714.64	0.4230	4.14	3.18	*Rígido*	0.28
5	5700	1.57	0.36	2023.69	0.4409	3.97	3.18	*Rígido*	0.30

EJE Y

FRANJA	K30 Tn.m3	b	s	Ks	λ	1.75/λ	Lc	PLATEA	t min R
6	5700	1.43	0.37	2085.62	0.4442	3.94	3.06	*Rígido*	0.29
7	5700	2.92	0.30	1733.40	0.4242	4.13	3.06	*Rígido*	0.27
8	5700	3.36	0.30	1691.24	0.4216	4.15	3.06	*Rígido*	0.27
9	5700	3.46	0.30	1682.82	0.4210	4.16	3.06	*Rígido*	0.27
10	5700	3.22	0.30	1703.35	0.4223	4.14	3.06	*Rígido*	0.27
11	5700	1.63	0.35	1999.72	0.4396	3.98	3.06	*Rígido*	0.28

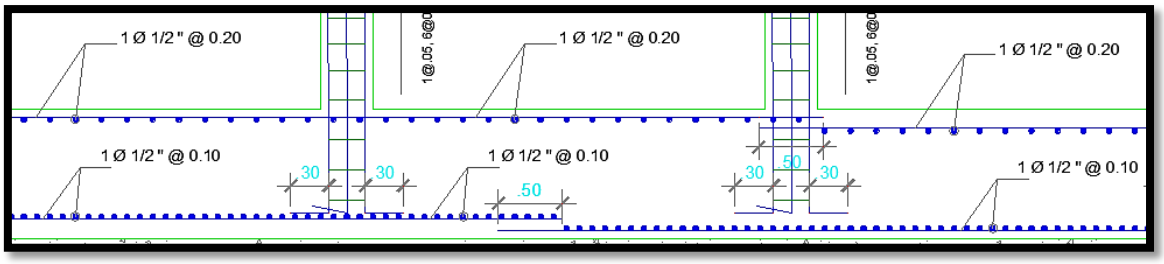
VERIFICACIÓN DE CORTE POR FLEXIÓN	t min:	0.24	m

VERIFICACIÓN DE CORTE POR FLEXIÓN					
Datos:	**FRANJA**	**4**	***Verificación:***		
d =	0.32	m	*Cortante actuante:*		
b =	3.10	m	Vu =	55.96	Tn
L =	3.18	m	*Cortante resistente:*		
W =	35.875	Ton	φVc =	74.03	Tn
φ =	0.85		φVc>Vu OK		
f´c =	280	Kg/cm2	t min R=	0.24	m

Con los esfuerzos últimos calculados se obtiene el refuerzo a colocar.

FRANJA 1											
Tramo	b (m)	Sección	Mu (Tn/m)	As req (cm2)	As min (cm2)	As-b (cm2)	Barras Longitudinales			As-b (cm2)	Verif.
							#	ø Long	@		
-	1.00	EXTREMO	0.00	0.00	4.80	4.80	1	1/2	0.10m	12.90	OK
		CLARO	0.02	0.01	4.80	4.80	1	1/2	0.20m	6.45	OK
		EXTREMO	0.14	0.11	4.80	4.80	1	1/2	0.10m	12.90	OK
1-2	1.00	EXTREMO	0.14	0.11	4.80	4.80	1	1/2	0.10m	12.90	OK
		CLARO	-7.45	6.22	4.80	6.22	1	1/2	0.20m	6.45	OK
		EXTREMO	12.62	10.68	4.80	10.68	1	1/2	0.10m	12.90	OK
2-3	1.00	EXTREMO	12.62	10.68	4.80	10.68	1	1/2	0.10m	12.90	OK
		CLARO	-3.88	3.22	4.80	4.80	1	1/2	0.20m	6.45	OK
		EXTREMO	12.13	10.26	4.80	10.26	1	1/2	0.10m	12.90	OK
3-4	1.00	EXTREMO	12.13	10.26	4.80	10.26	1	1/2	0.10m	12.90	OK
		CLARO	-4.03	3.34	4.80	4.80	1	1/2	0.20m	6.45	OK
		EXTREMO	11.53	9.73	4.80	9.73	1	1/2	0.10m	12.90	OK
4-5	1.00	EXTREMO	11.53	9.73	4.80	9.73	1	1/2	0.10m	12.90	OK
		CLARO	-3.36	2.78	4.80	4.80	1	1/2	0.20m	6.45	OK
		EXTREMO	10.14	8.53	4.80	8.53	1	1/2	0.10m	12.90	OK
5-6	1.00	EXTREMO	10.14	8.53	4.80	8.53	1	1/2	0.10m	12.90	OK
		CLARO	-5.37	4.47	4.80	4.80	1	1/2	0.20m	6.45	OK
		EXTREMO	0.14	0.11	4.80	4.80	1	1/2	0.10m	12.90	OK
-	1.00	EXTREMO	0.00	0.00	4.80	4.80	1	1/2	0.10m	12.90	OK
		CLARO	0.02	0.01	4.80	4.80	1	1/2	0.20m	6.45	OK
		EXTREMO	0.14	0.11	4.80	4.80	1	1/2	0.10m	12.90	OK

Figura 51: Detalle de refuerzo de la platea



Fuente: Propia

4.9 Muestras a analizar y consideraciones del análisis no lineal

La estructuración 1 fue realizada a partir de la arquitectura con la que se cuenta.

Debido a que la arquitectura ubica el ascensor en un borde de la edificación, se puede producir torsión en planta si no se controla.

Se propone una estructuración 2, que se diferencia de la anterior por cambiar la ubicación del ascensor y la escalera, pudiendo eliminar un muro de corte lo que disminuye la gran rigidez que tiene la estructura, además, se reduce la presencia de posibles torsiones.

El diseño estructural fue realizado de acuerdo a la NTP E.060 y NTP E.030 y se encuentra en el anexo memoria de cálculo. Cada una de las estructuraciones a sido optimizada de acuerdo al análisis no lineal, para cumplir con los objetivos de desempeño.

Debido a que la NTP E.030 usa valores de la aceleración máxima horizontal suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años, se usaron 2 objetivos de desempeño.

El primer nivel de amenaza sísmica es para probabilidad de 50 % de ser excedida en 50 años, donde el nivel daño que se espera posterior al sismos es de “ocupación inmediata”, es decir, la estructura permanece segura para ocupar y cualquier reparación es menor.

El segundo nivel de amenaza sísmica considerado es para probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años, donde el nivel daño que se espera posterior al sismos es de “seguridad de vida”, es decir, el edificio se mantiene estable y tiene una capacidad significativa de reserva.

Se verificara el cumplimiento de estos desempeños aplicando las cargas incrementales o sísmicas tanto en los componentes X, Y. En cada uno de estos a su vez, se analizaron 2 casos que son en diferentes sentidos, cubriendo así varias posibilidades de falla.

4.9.1 Punto de desempeño

Con el fin de obtener los puntos de desempeño es necesario tener además de la curva de capacidad la cual ya la hemos obtenido mediante el Pushover, los espectros de demanda inelásticos correspondientes al sismo frecuente, raro (Diseño) y muy raro

Se emplea las formulas brindadas por el comité Visión 2000

$$T = \frac{1}{1-(1-P)^{1/n}} \qquad \frac{a_2}{a_1} = \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^{0.4}$$

Sismo de diseño			Sismo de servicio			Sismo maximo		
P=	10%		P=	50%		P=	5%	
n=	50	años	n=	50	años	n=	50	años
T=	475.06		T=	72.64		T=	975.29	
a diseño	0.45	g	a servicio	0.21	g	a maximo	0.60	g
F SERVICIO	1		F SERVICIO	0.47		F maximo	1.33	
			ATC	0.5		ATC	1.25	

De esta manera se obtienes los factores que se multiplicaran a las aceleraciones espectrales y así obtener el nivel de sismo deseado, se usara el método de los coeficientes para encontrar los puntos de desempeño.

Se carga un espectro elástico, es decir un espectro de respuesta de acuerdo a la norma E030 considerando el valor de R=1.

4.10 Resultados del análisis no lineal estático (pushover)

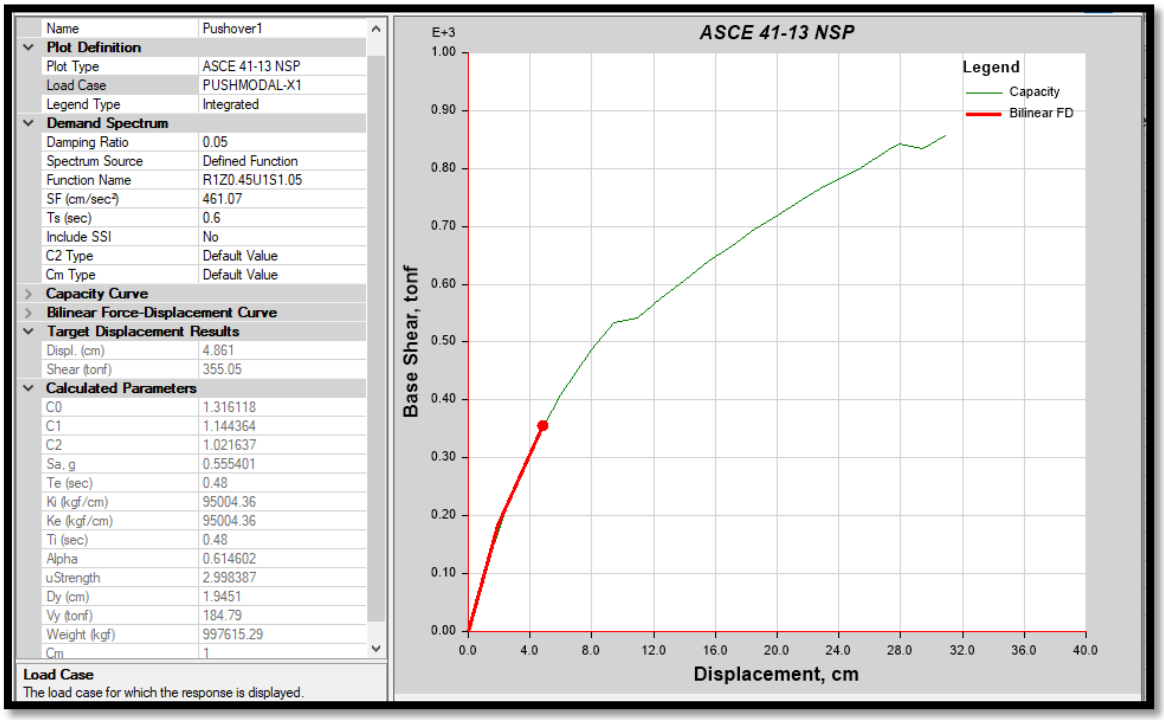
4.10.1 Estructuras sin optimizar

X1 –Estructura 1 Sin optimizar

50% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 75 años

Figura 52: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 1 - X1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de servicio:

- Desplazamiento total : 4.86cm
- Desplazamiento elástico : 1.95cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 4.86/1500 = 0.0032

Deriva inelástica: (4.86-1.95)/1500 = 0.0019

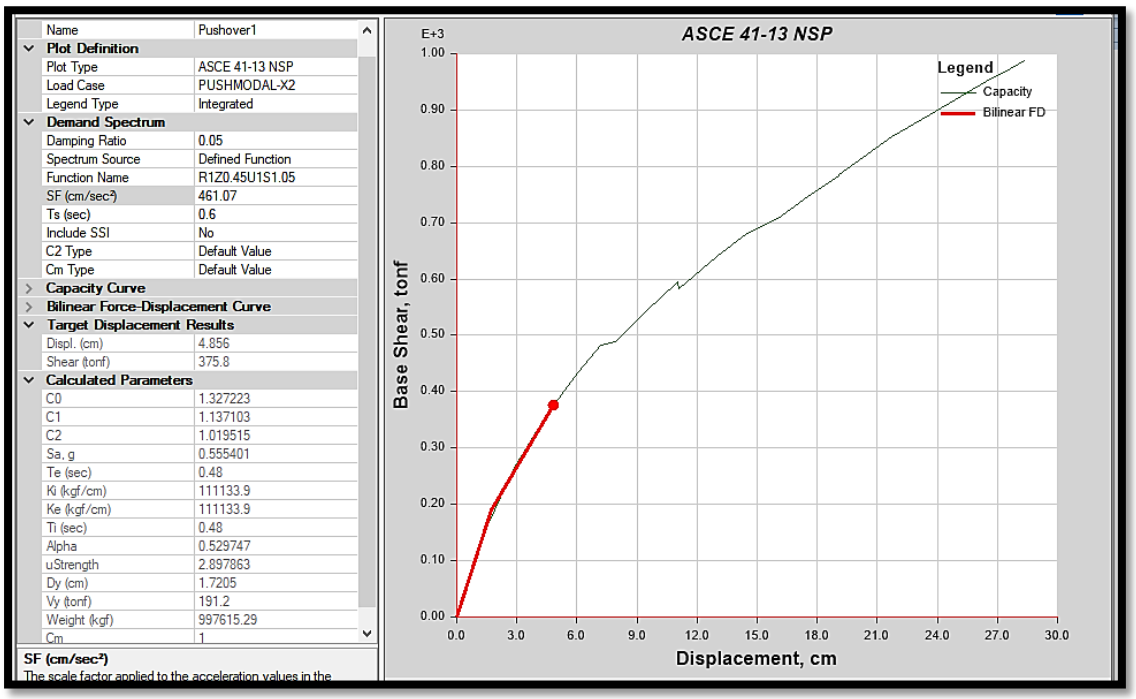
Siendo la deriva total menor a 1% y la deriva inelástica es despreciable, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

X2 –Estructura 1 Sin optimizar

50% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 75 años

Figura 53: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 1 - X2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de servicio:

- Desplazamiento total : 4.86cm
- Desplazamiento elástico : 1.72cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 4.86/1500 = 0.0032

Deriva inelástica: (4.86-1.72)/1500 = 0.0021

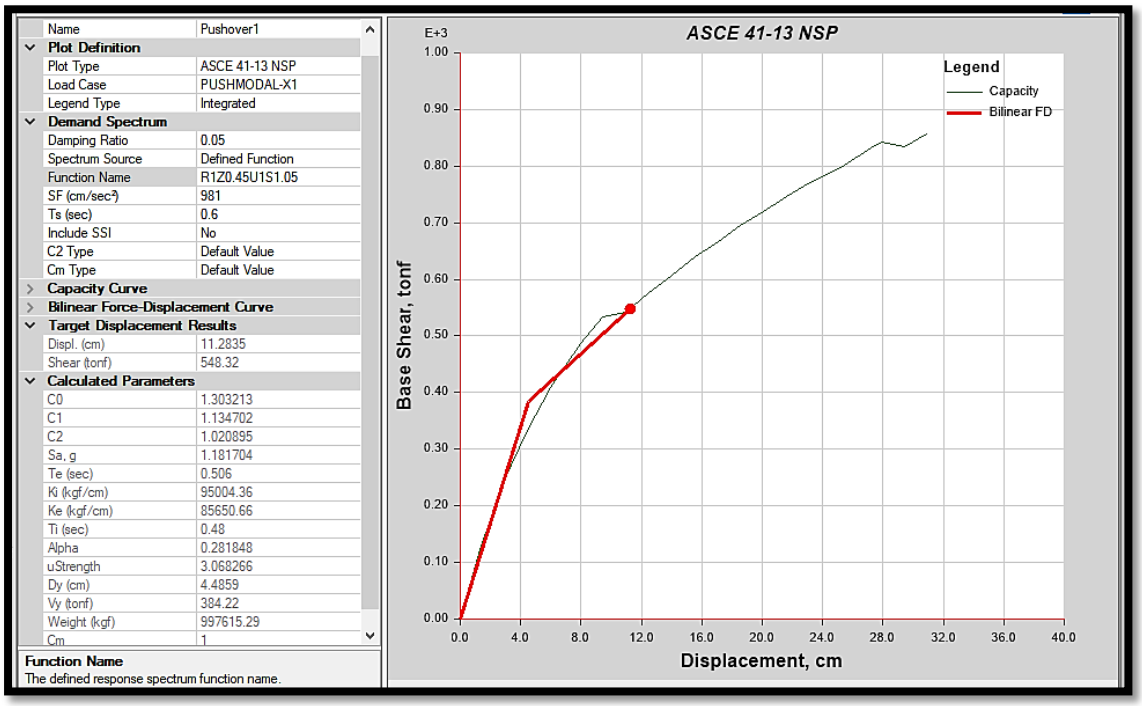
Siendo la deriva total menor a 1% y la deriva inelástica es despreciable, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

X1 –Estructura 1 Sin optimizar

10% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 475 años

Figura 54: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 1 – X1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 11.28cm
- Desplazamiento elástico : 4.49cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 11.28/1500 = 0.0075

Deriva inelástica: (11.28-4.49)/1500 = 0.0045

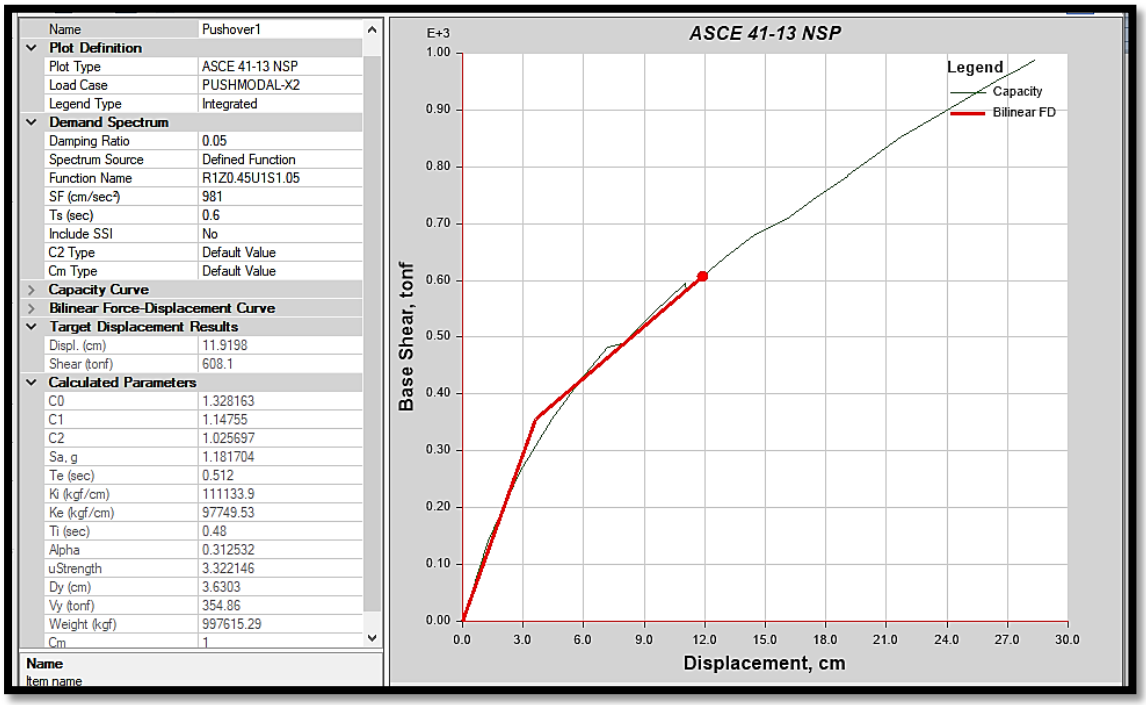
Siendo la deriva elástica menor a 2% y la deriva inelástica menor a 1%, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

X2 –Estructura 1 Sin optimizar

10% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 475 años

Figura 55: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 1 – X2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 11.91cm
- Desplazamiento elástico : 3.63cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 11.91/1500 = 0.0079

Deriva inelástica: (11.91-3.63)/1500 = 0.0055

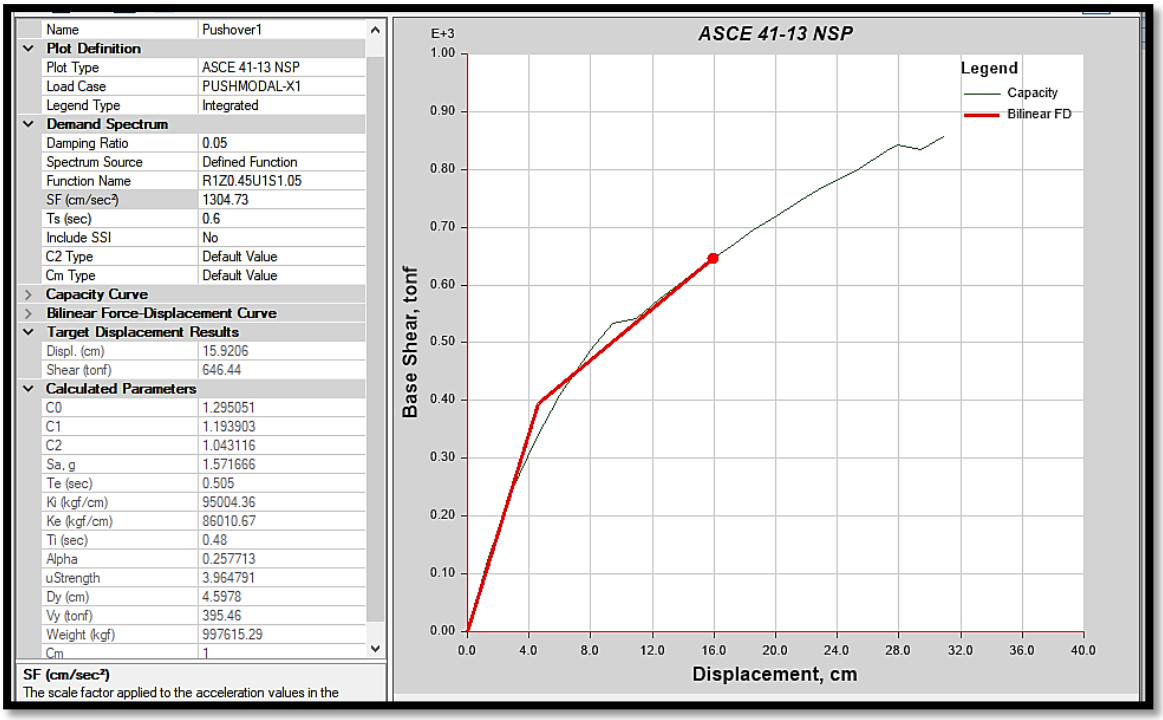
Siendo la deriva elástica menor a 2% y la deriva inelástica menor a 1%, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

X1 –Estructura 1 Sin optimizar

5% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 975 años

Figura 56: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 1 – X1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 15.92cm
- Desplazamiento elástico : 4.60cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 15.92/1500 = 0.0106

Deriva inelástica: (15.92-4.60)/1500 = 0.0075

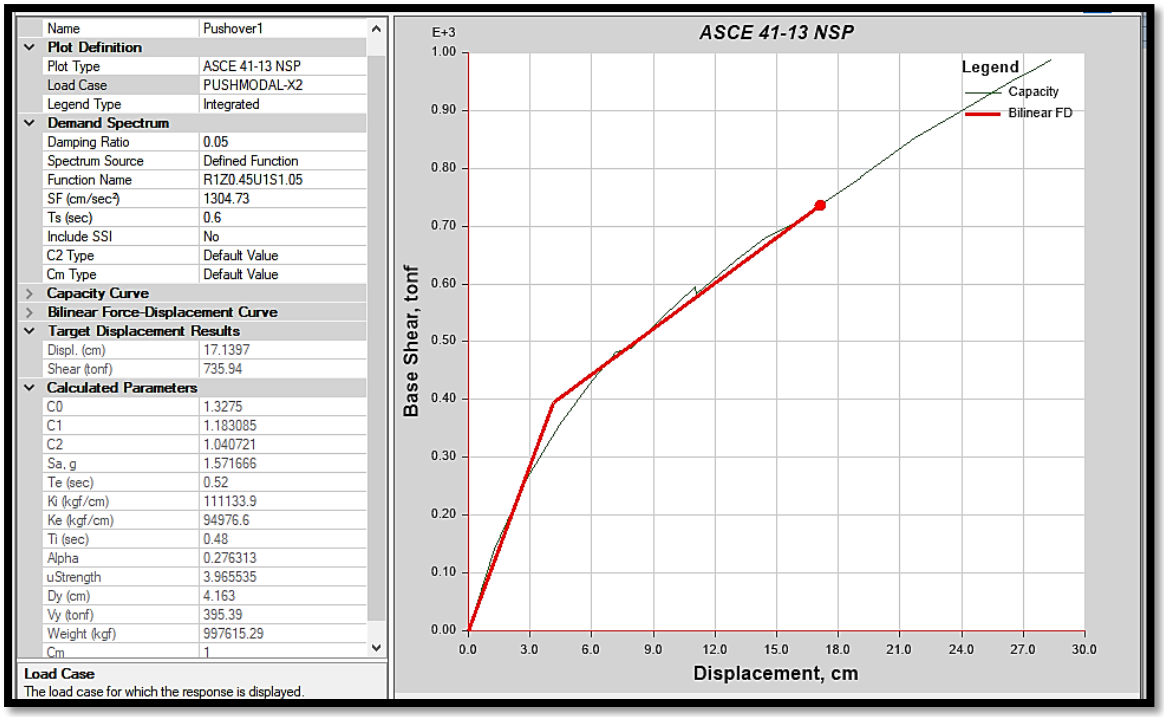
Siendo la deriva elástica y la deriva inelástica menor a 4%, cumple el desempeño de prevención de colapso según FEMA 356.

X2 –Estructura 1 Sin optimizar

5% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 975 años

Figura 57: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 1 – X2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 17.14cm
- Desplazamiento elástico : 4.16cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 17.14/1500 = 0.0114

Deriva inelástica: (17.14-4.16)/1500 = 0.0087

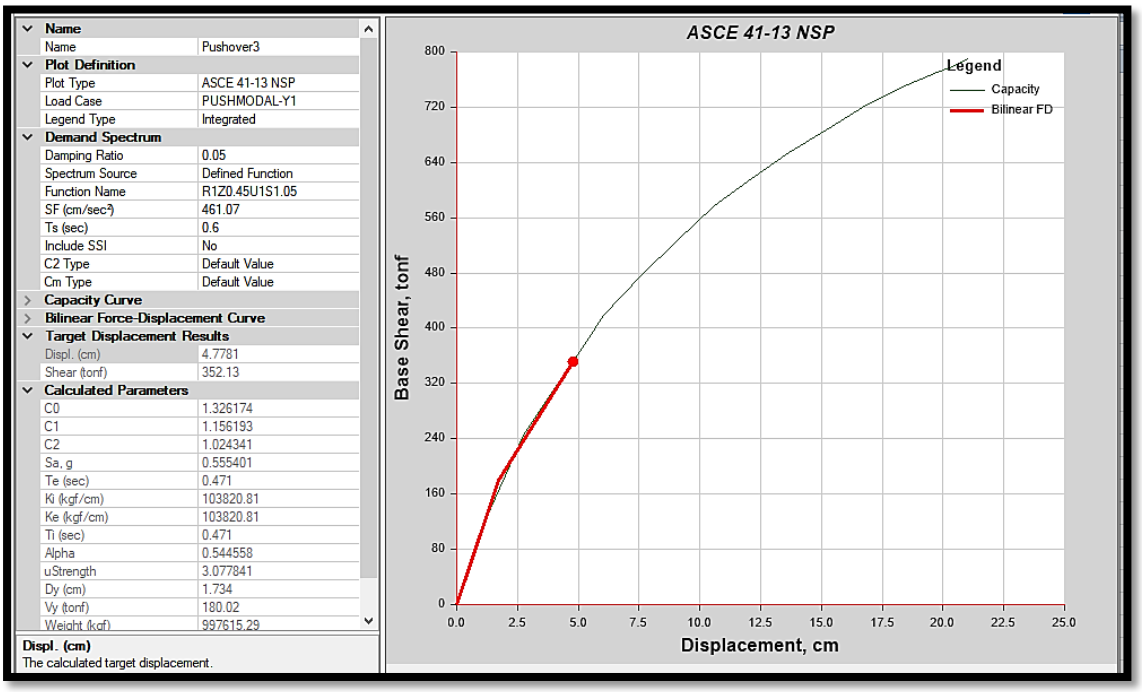
Siendo la deriva elástica y la deriva inelástica menor a 4%, cumple el desempeño de prevención de colapso según FEMA 356.

Y1 –Estructura 1 Sin optimizar

50% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 75 años

Figura 58: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 1 – Y1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de servicio:

- Desplazamiento total : 4.78cm
- Desplazamiento elástico : 1.73cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 4.78/1500 = 0.0032

Deriva inelástica: (4.78-1.73)/1500 = 0.002

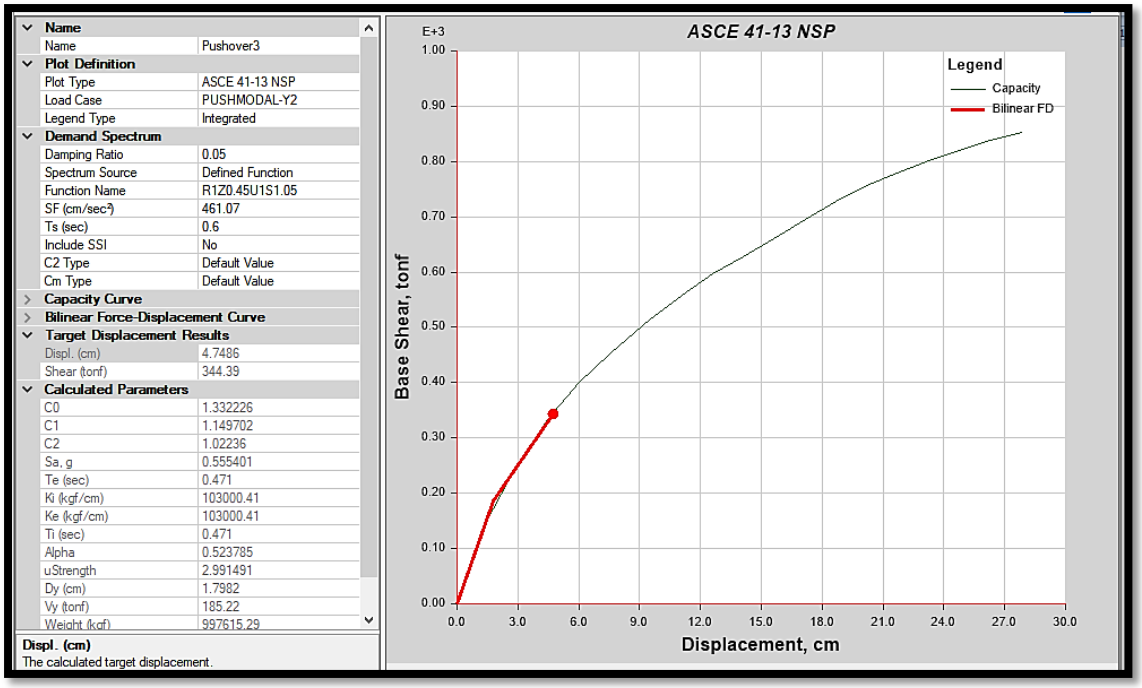
Siendo la deriva total menor a 1% y la deriva inelástica es despreciable, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

Y2 –Estructura 1 Sin optimizar

50% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 75 años

Figura 59: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 1 – Y2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de servicio:

- Desplazamiento total : 4.75cm
- Desplazamiento elástico : 1.80cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 4.75/1500 = 0.0032

Deriva inelástica: (4.75-1.80)/1500 = 0.0020

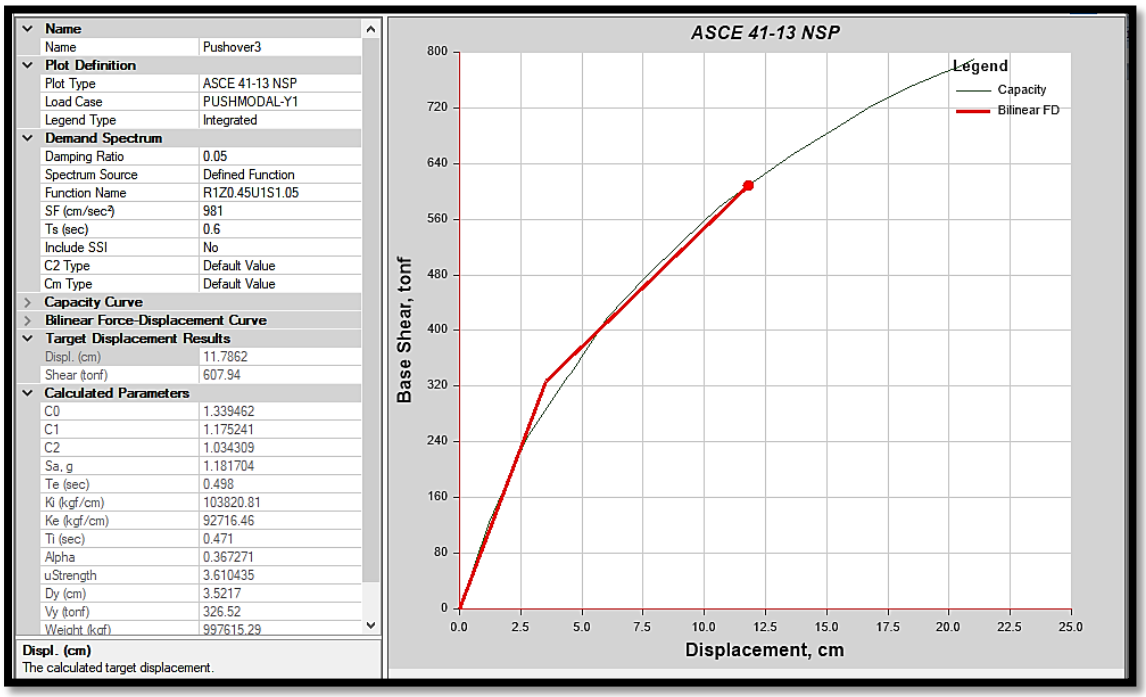
Siendo la deriva total menor a 1% y la deriva inelástica es despreciable, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

Y1 –Estructura 1 Sin optimizar

10% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años,

Período de retorno: T= 475 años

Figura 60: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 1 – Y1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 11.79cm
- Desplazamiento elástico : 3.52cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 11.79/1500 = 0.0078

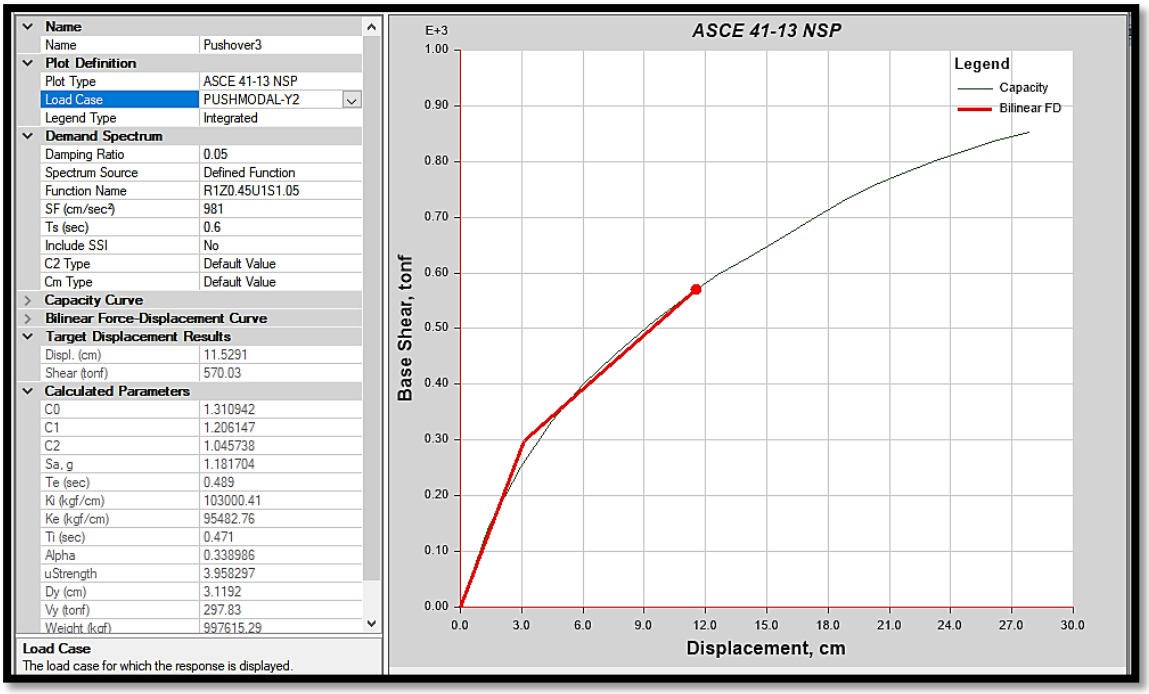
Deriva inelástica: (11.79-3.52)/1500 = 0.0055

Siendo la deriva elástica menor a 2% y la deriva inelástica menor a 1%, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

Y2 –Estructura 1 Sin optimizar

10% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años, Período de retorno: T= 475 años

Figura 61: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 1 – Y2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 11.53cm
- Desplazamiento elástico : 3.12cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 11.53/1500 = 0.0077

Deriva inelástica: (11.53-3.12)/1500 = 0.0056

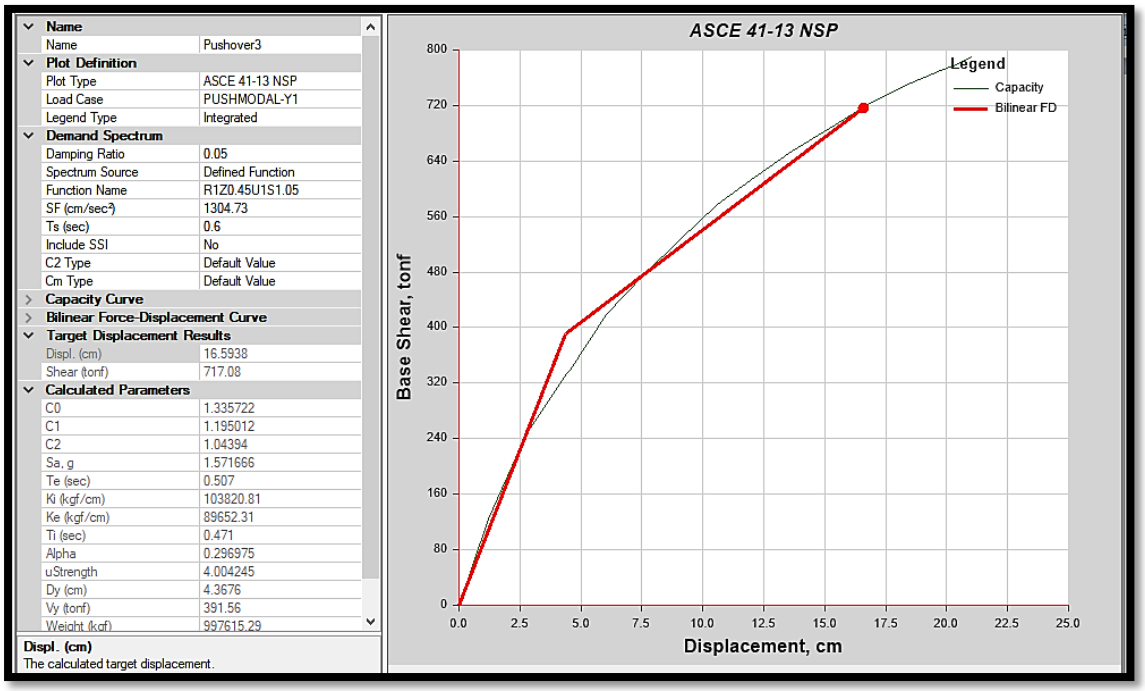
Siendo la deriva elástica menor a 2% y la deriva inelástica menor a 1%, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

Y1 –Estructura 1 Sin optimizar

5% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años,

Período de retorno: T= 975 años

Figura 62: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 1 – Y1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 16.59cm
- Desplazamiento elástico : 4.37cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 16.59/1500 = 0.0111

Deriva inelástica: (16.59-4.37)/1500 = 0.0081

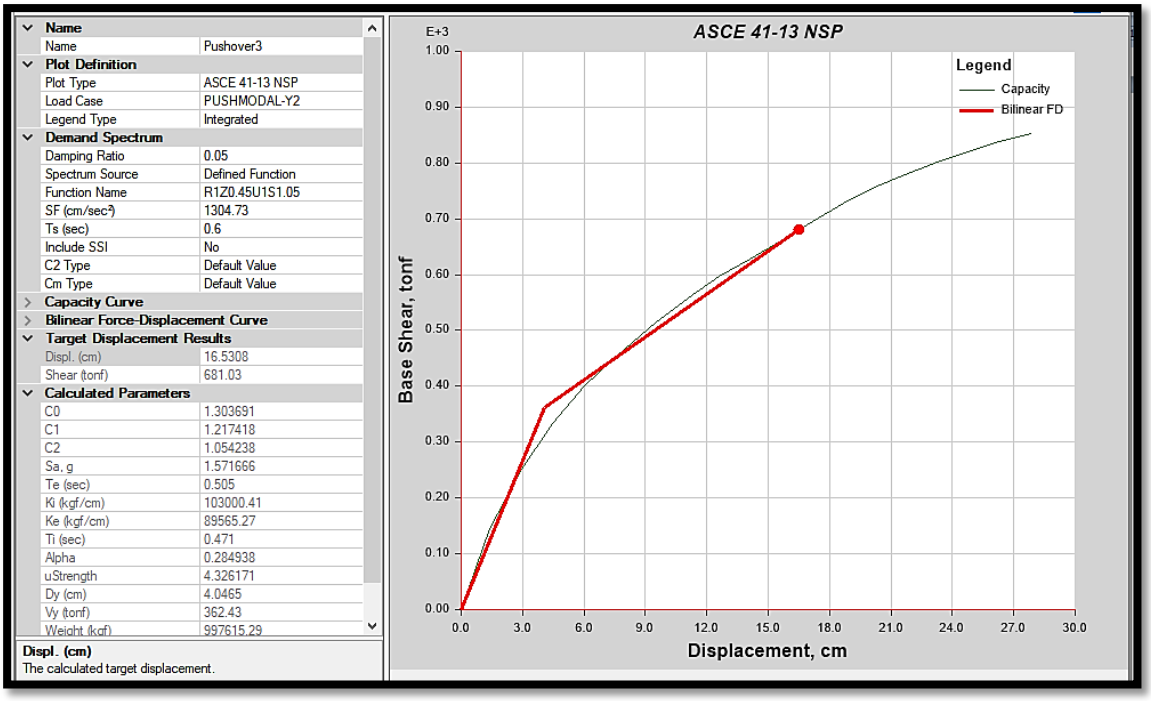
Siendo la deriva elástica y la deriva inelástica menor a 4%, cumple el desempeño de prevención de colapso según FEMA 356.

Y2 –Estructura 1 Sin optimizar

5% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años,

Período de retorno: T= 975 años

Figura 63: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 1 – Y2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 16.53cm
- Desplazamiento elástico : 4.05cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 16.53/1500 = 0.0110

Deriva inelástica: (16.53-4.05)/1500 = 0.0083

Siendo la deriva elástica y la deriva inelástica menor a 4%, cumple el desempeño de prevención de colapso según FEMA 356.

SECUENCIA DE APARICIÓN DE ROTULAS – X1

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												E1 X1
Step	**Monitored Displ cm**	**Base Force tonf**	**A-B**	**B-C**	**C-D**	**D-E**	**>E**	**A-IO**	**IO-LS**	**LS-CP**	**>CP**	**Total**
0	-0.1001	0	1722	0	0	0	0	1722	0	0	0	1722
1	-1.2823	121.82	1721	1	0	0	0	1722	0	0	0	1722
2	-2.8371	241.33	1641	81	0	0	0	1722	0	0	0	1722
3	-4.4152	332.82	1531	191	0	0	0	1722	0	0	0	1722
4	-5.9413	408.93	1441	281	0	0	0	1722	0	0	0	1722
5	-7.9376	486.51	1369	353	0	0	0	1716	6	0	0	1722
6	-9.4576	533.01	1325	397	0	0	0	1708	14	0	0	1722
7	-10.9776	541.4	1296	426	0	0	0	1664	58	0	0	1722
8	-12.4976	575.76	1281	441	0	0	0	1630	92	0	0	1722
9	-14.0176	608.09	1269	453	0	0	0	1590	132	0	0	1722
10	-15.5376	639.44	1254	468	0	0	0	1553	169	0	0	1722
11	-17.0576	667.22	1244	478	0	0	0	1525	197	0	0	1722
12	-18.5776	694.4	1239	481	1	0	1	1517	205	0	0	1722

SECUENCIA DE APARICIÓN DE ROTULAS – X2

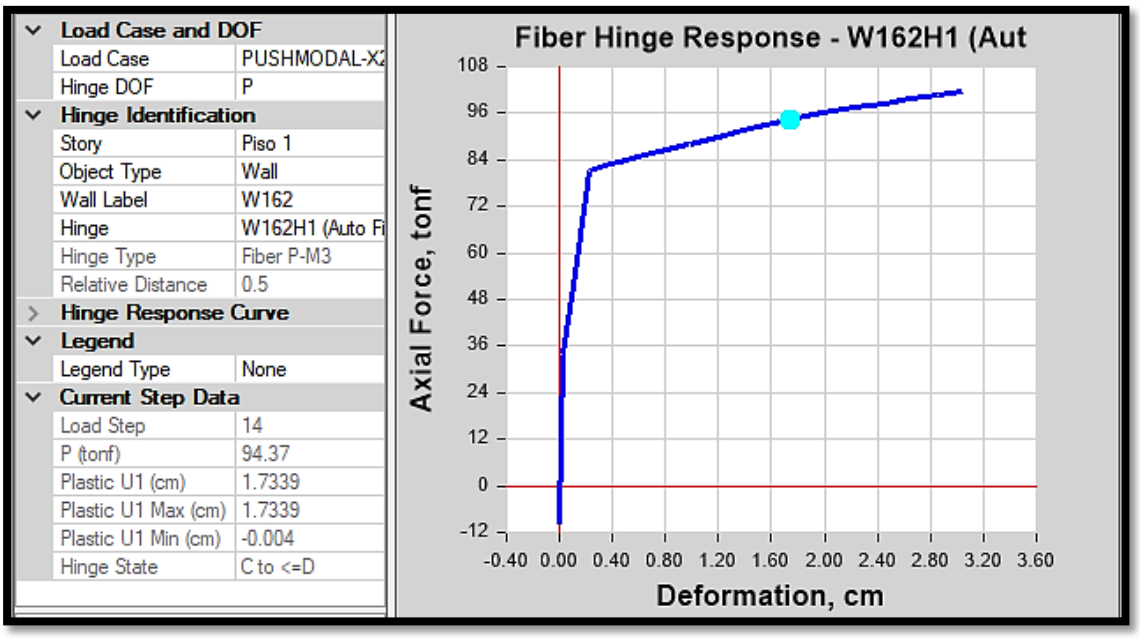
TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												E1 X2
Step	**Monitored Displ cm**	**Base Force tonf**	**A-B**	**B-C**	**C-D**	**D-E**	**>E**	**A-IO**	**IO-LS**	**LS-CP**	**>CP**	**Total**
0	-0.1001	0	1722	0	0	0	0	1722	0	0	0	1722
1	1.2766	141.87	1721	1	0	0	0	1722	0	0	0	1722
2	2.8142	260.93	1636	86	0	0	0	1722	0	0	0	1722
3	4.4388	355.4	1531	191	0	0	0	1722	0	0	0	1722
4	6.0538	434.38	1477	245	0	0	0	1718	4	0	0	1722
5	7.177	482.17	1431	291	0	0	0	1716	6	0	0	1722
6	7.937	489.76	1398	324	0	0	0	1710	12	0	0	1722
7	9.457	544.96	1345	377	0	0	0	1702	20	0	0	1722
8	10.977	593.37	1320	402	0	0	0	1685	37	0	0	1722
9	11.0245	594.79	1319	403	0	0	0	1685	37	0	0	1722
10	11.072	583.09	1316	406	0	0	0	1683	39	0	0	1722
11	12.972	639.14	1275	447	0	0	0	1645	77	0	0	1722
12	14.492	680.41	1263	459	0	0	0	1600	122	0	0	1722
13	16.012	707.77	1250	472	0	0	0	1550	172	0	0	1722
14	17.532	745.74	1228	492	2	0	0	1531	190	1	0	1722
15	19.052	783.9	1205	512	3	0	2	1517	203	2	0	1722
16	19.0758	785.78	1205	511	4	0	2	1517	203	2	0	1722

Se comprueba que antes de llegar al de desplazamiento para un sismo de servicio (X1=4.86cm, X2=4.86cm), no existen rotulas que superen el límite de “ocupación inmediata”.

Previo a alcanzar el desplazamiento para un sismo de diseño (X1=11.28cm, X2=11.91cm), no hay rotulas que pasan el tope de “seguridad de vida”

Antes de lograr el desplazamiento para un sismo máximo (X1=15.92cm, X2=17.14cm), no hay rotulas que rebasan la frontera de “prevención del colapso”, sin embargo casi poco después se generan 2 rotulas en los bordes de confinamiento del ascensor, debido a la tracción empiezan a entrar en el rango de degradación de resistencia C-D

Figura 64: Diagrama de fuerza axial - deformación en borde de confinamiento del ascensor para un sismo máximo



Fuente: Propia

SECUENCIA DE APARICIÓN DE ROTULAS – Y1

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												E1 Y1
Step	**Monitored Displ cm**	**Base Force tonf**	**A-B**	**B-C**	**C-D**	**D-E**	**>E**	**A-IO**	**IO-LS**	**LS-CP**	**>CP**	**Total**
0	0.0051	0	1722	0	0	0	0	1722	0	0	0	1722
1	-1.1903	123.58	1721	1	0	0	0	1722	0	0	0	1722
2	-2.76	245.25	1661	61	0	0	0	1722	0	0	0	1722
8	-4.5359	339.43	1525	197	0	0	0	1722	0	0	0	1722
9	-6.0559	419.1	1465	257	0	0	0	1718	4	0	0	1722
10	-7.5759	476.44	1429	293	0	0	0	1707	15	0	0	1722
11	-9.0959	528.36	1402	320	0	0	0	1702	20	0	0	1722
12	-10.6159	576.95	1375	347	0	0	0	1695	27	0	0	1722
13	-12.1359	617.21	1342	379	1	0	0	1685	37	0	0	1722
14	-13.6559	653.94	1314	407	1	0	0	1647	75	0	0	1722
15	-15.1759	687.78	1299	421	1	0	1	1612	110	0	0	1722
16	-16.6959	719.19	1276	443	2	0	1	1587	133	2	0	1722
17	-18.2159	747.4	1261	457	2	1	1	1539	180	3	0	1722
18	-19.7359	770.72	1246	468	3	2	3	1512	204	6	0	1722

SECUENCIA DE APARICIÓN DE ROTULAS – Y2

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												E1 Y2
Step	**Monitored Displ cm**	**Base Force tonf**	**A-B**	**B-C**	**C-D**	**D-E**	**>E**	**A-IO**	**IO-LS**	**LS-CP**	**>CP**	**Total**
0	0.0051	0	1722	0	0	0	0	1722	0	0	0	1722
1	1.4177	146.03	1720	2	0	0	0	1722	0	0	0	1722
2	2.9379	252	1646	76	0	0	0	1722	0	0	0	1722
3	4.4828	332.83	1533	189	0	0	0	1722	0	0	0	1722
4	6.0302	400.15	1465	257	0	0	0	1722	0	0	0	1722
5	7.5847	453.07	1429	293	0	0	0	1721	1	0	0	1722
6	9.5542	514.9	1389	333	0	0	0	1712	10	0	0	1722
7	11.0742	558.55	1357	365	0	0	0	1691	31	0	0	1722
8	12.5942	596.92	1327	395	0	0	0	1671	51	0	0	1722
9	14.1142	627.17	1305	417	0	0	0	1643	79	0	0	1722
10	15.6342	661.4	1289	433	0	0	0	1615	107	0	0	1722
11	17.1542	694.68	1263	457	1	0	1	1572	150	0	0	1722
12	18.6742	727.75	1250	467	3	0	2	1547	173	2	0	1722

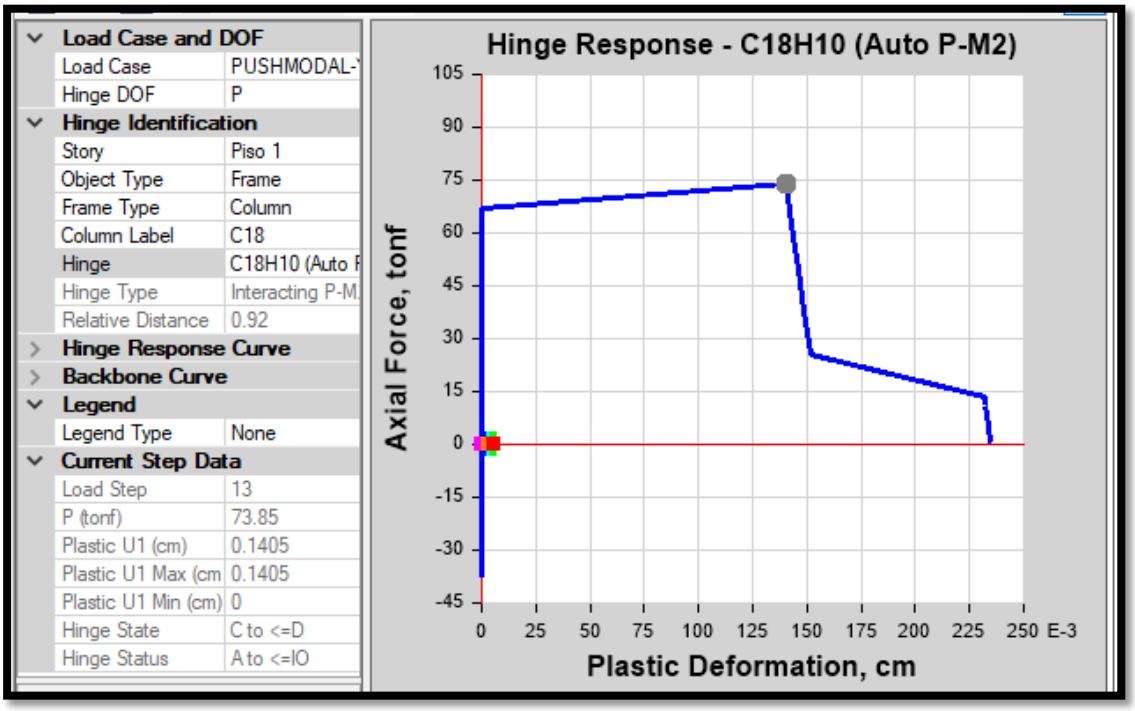
Se comprueba que antes de llegar al de desplazamiento para un sismo de servicio (Y1=4.78cm, Y2=4.75cm), no existen rotulas que superen el límite de “ocupación inmediata”.

Previo a alcanzar el desplazamiento para un sismo de diseño (Y1=11.79cm, Y2=11.53cm), no hay rotulas que pasan el tope de “seguridad de vida”, pero posterior y cerca a este punto sí hay 1 y es la columna Eje D-5 extremo superior del primer piso, llega al punto C (resistencia a tracción) a punto de empezar la degradación del elemento.

Antes de lograr el desplazamiento para un sismo máximo (Y1=16.59cm, Y2=17.14cm), hay 1 rotulas que rebasan la frontera de “prevención del colapso”, uno de sus bordes de confinamiento del muro de corte M4 que falla a compresión, quedando con resistencia nula, luego hay 2 rotulas que están por degradarse su resistencia estando en el rango C-D, esta la columna del eje D-5 antes mencionado y un extremo de viga eje 1 entre A-B en el piso 1, estando al costado de un muro de corte.

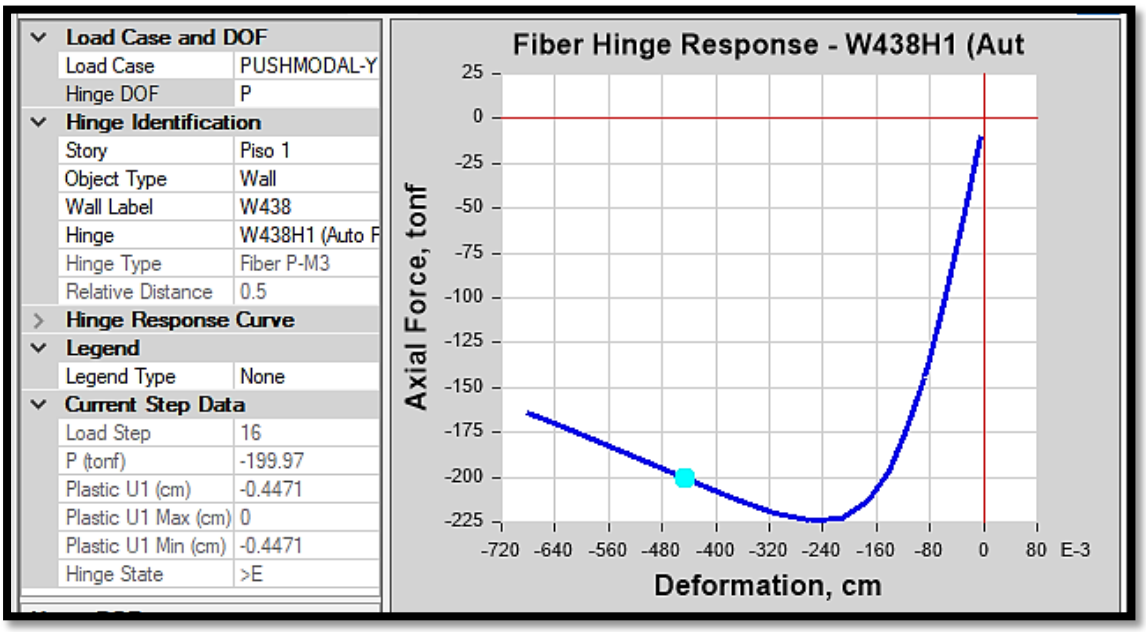
Cuando el sismo va en sentido contrario se produce 2 rotulas que aparecen posterior al rango donde no se acepta que supere el límite “prevención del colapso” pero muy cerca a este, falla el borde del muro M4 de la misma manera y la columna del eje D5 termina fallando ante una excesiva rotación en la base.

Figura 65: Diagrama de fuerza axial - deformación de la columna Eje D5 extremo superior, posterior a sismo de diseño



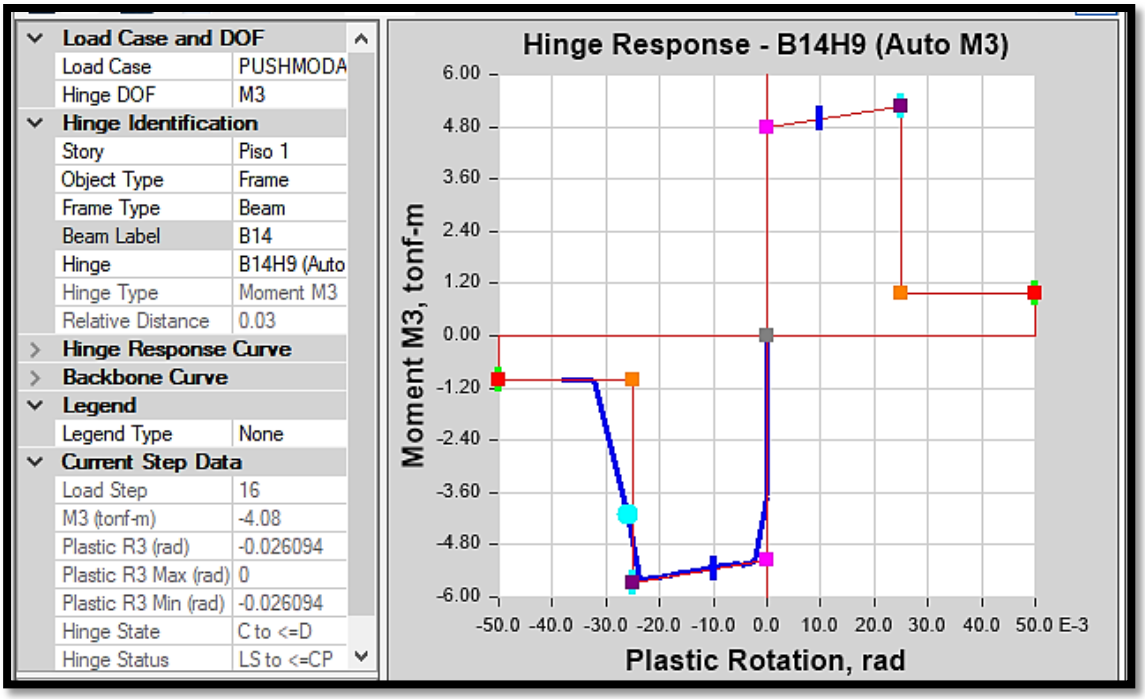
Fuente: Propia

Figura 66: Diagrama de fuerza axial - deformación de un borde de confinamiento del muro de corte M4 frente a un sismo máximo



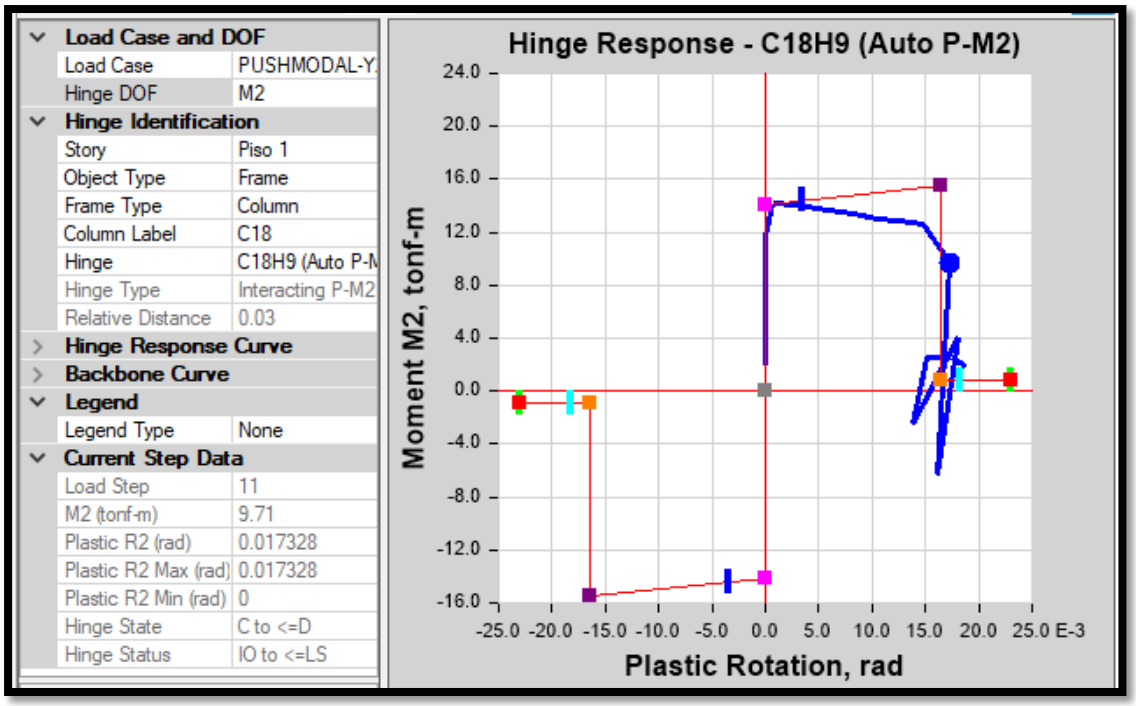
Fuente: Propia

Figura 67: Diagrama de momento - curvatura de un extremo de la viga de eje 1 entre A-B en el piso 1



Fuente: Propia

Figura 68: Diagrama de momento - curvatura de la columna Eje D5 en la base, posterior a sismo de diseño

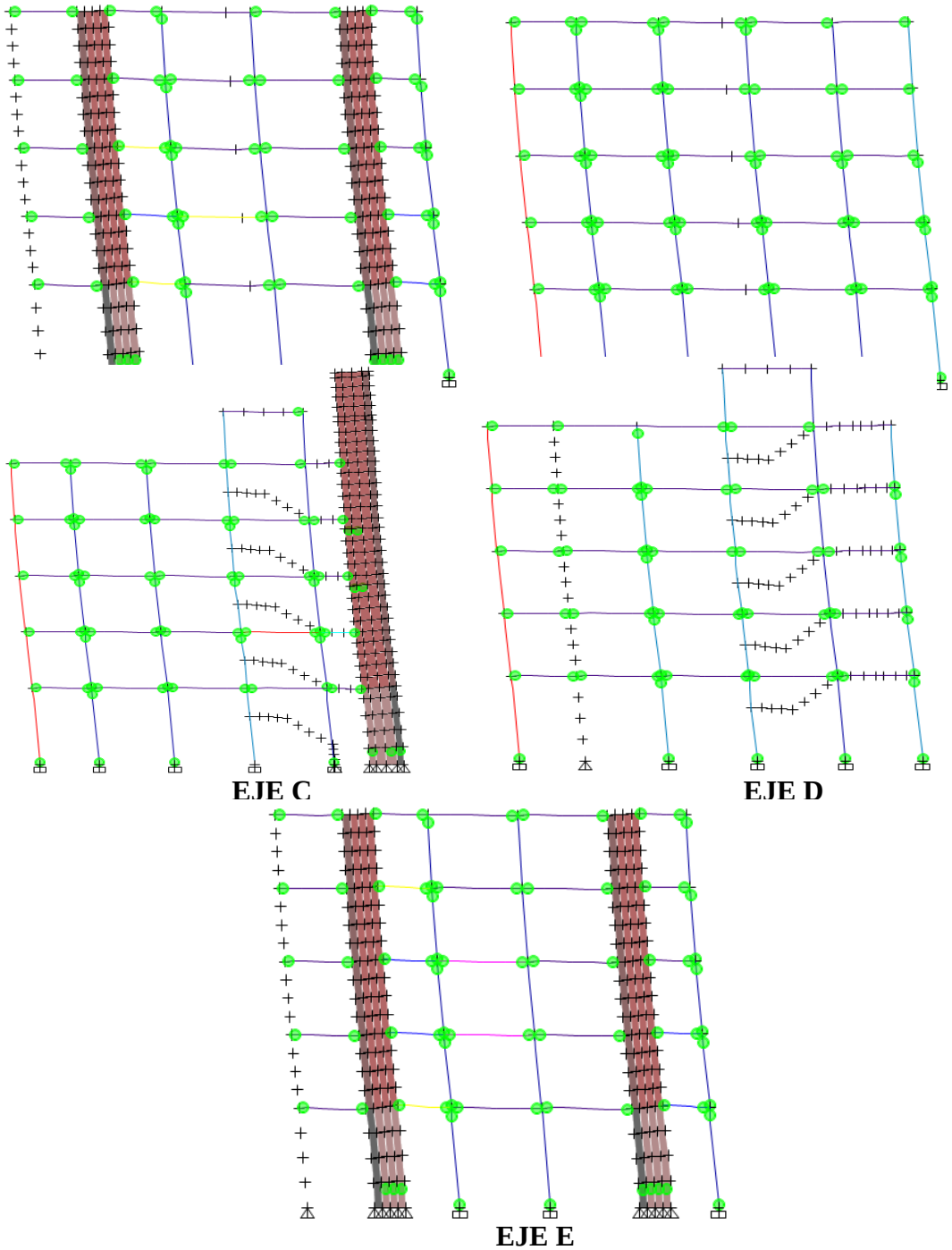


Fuente: Propia

Sismo de diseño: Desplazamiento X1= 11.28cm

Step N°7 - Desplazamiento X1=10.98 cm

Figura 69: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 1– X1



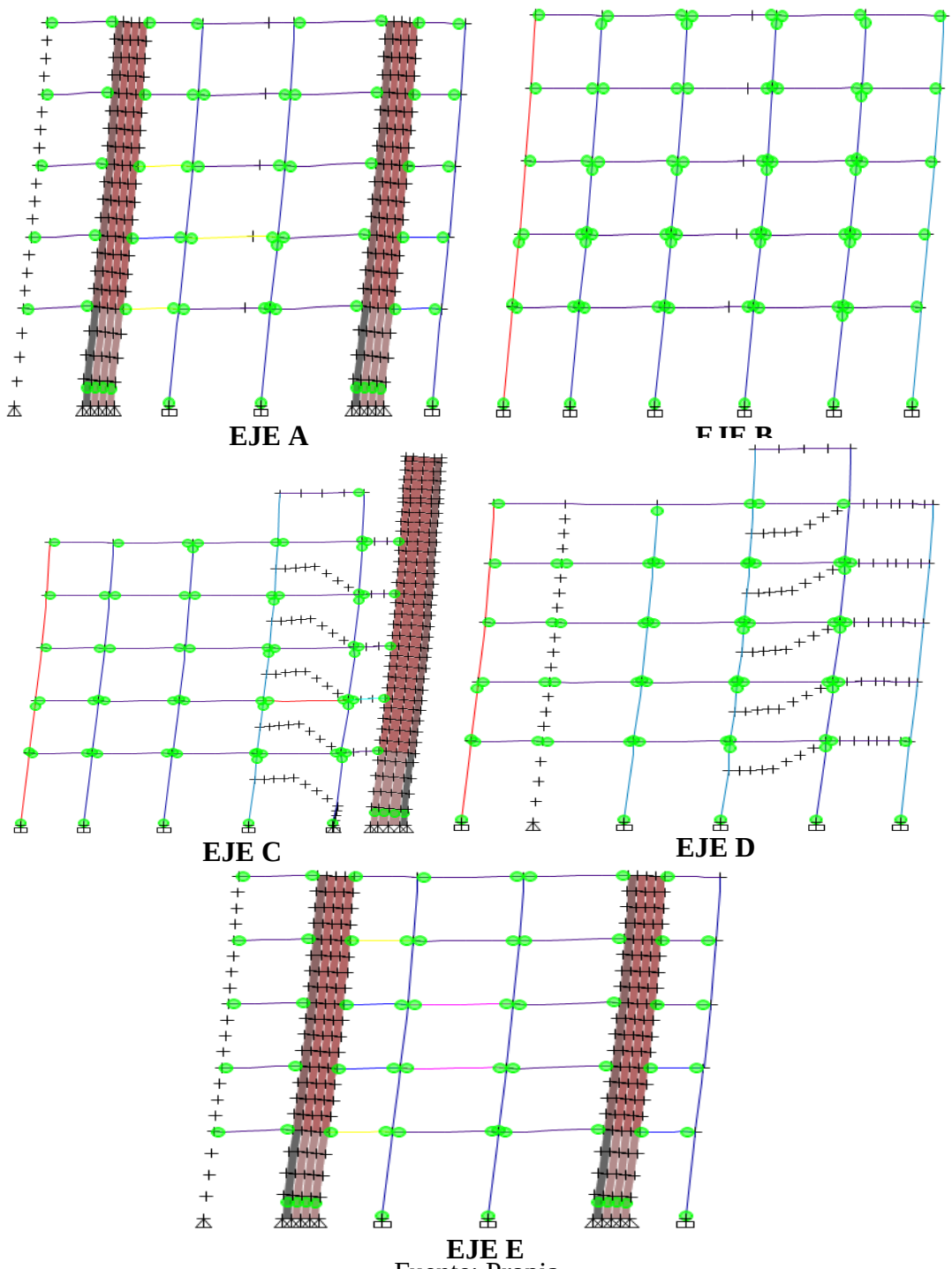
Fuente: Propia

Todas las rotulas se encuentran en el rango B-C y IO-LS, cumpliendo con los límites permitidos.

Sismo de diseño: Desplazamiento X2= 11.91cm

Step N°10 - Desplazamiento X2= 11.07cm

Figura 70: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 1– X2



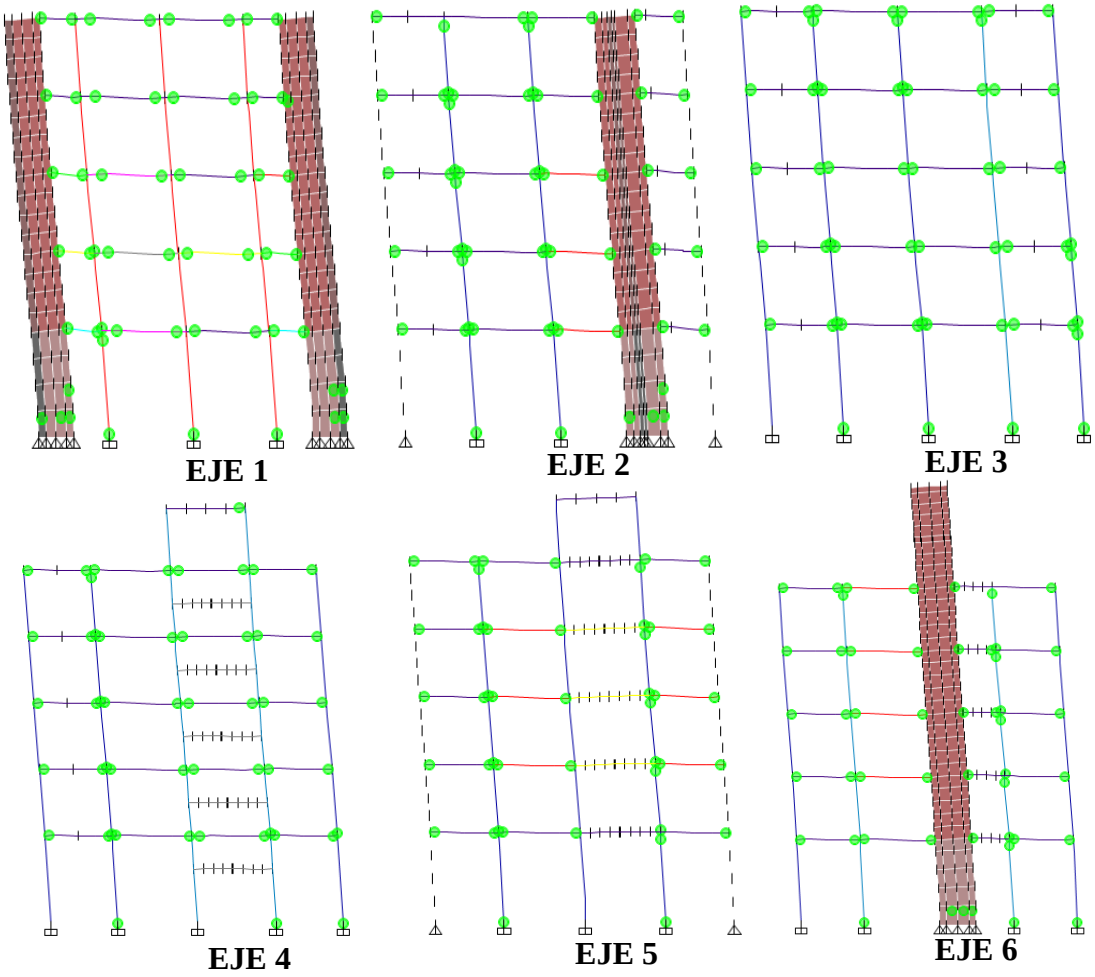
Fuente: Propia

Todas las rotulas se encuentran en el rango B-C y IO-LS, cumpliendo con los límites permitidos.

Sismo de diseño: Desplazamiento Y1=11.79cm

Step N°12 - Desplazamiento Y1=10.52cm

Figura 71: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 1– Y1



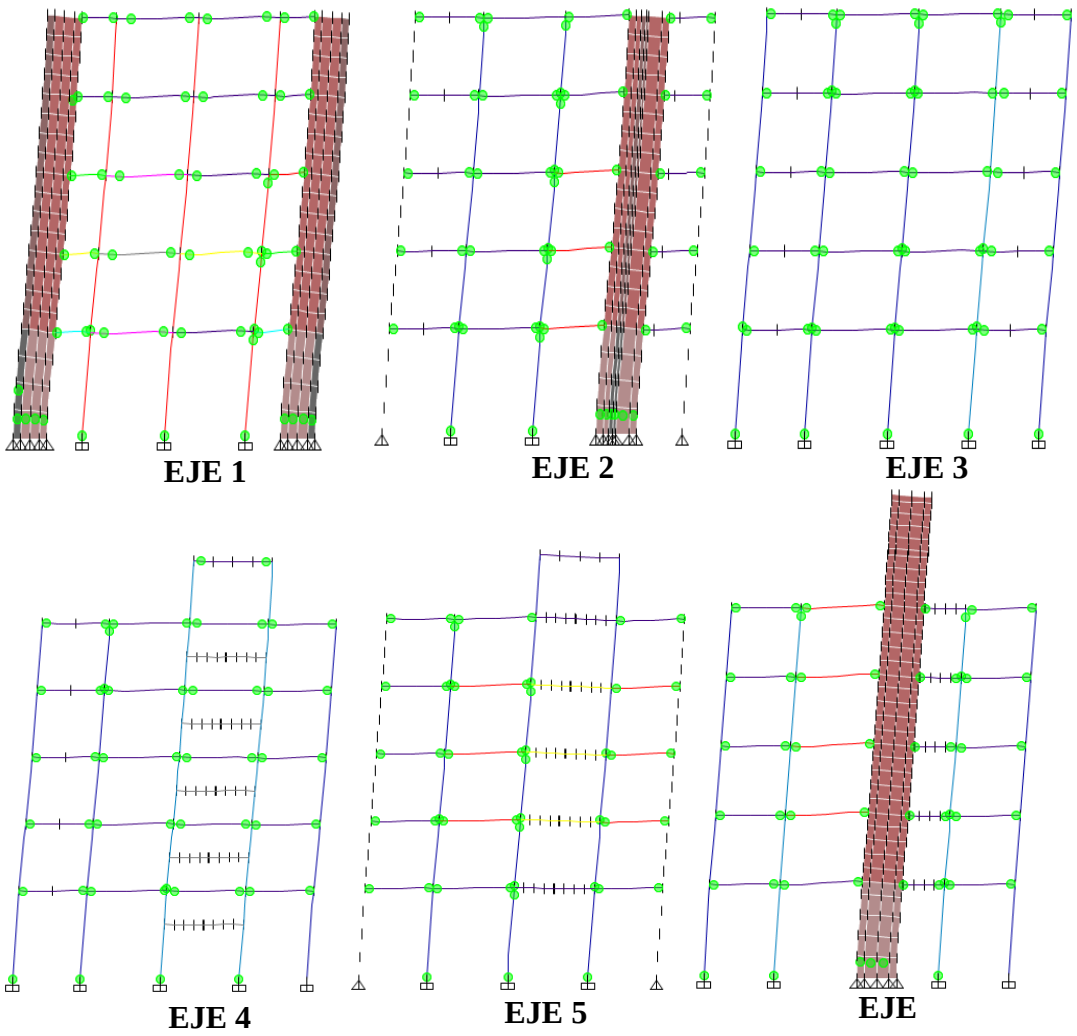
Fuente: Propia

Todas las rotulas se encuentran en el rango B-C y IO-LS, cumpliendo con los límites permitidos, sin embargo hay una rotula que aparece cerca a este límite en la columna Eje D5.

Sismo de diseño: Desplazamiento Y2= 11.53cm

Step N°7 - Desplazamiento Y2= 11.07cm

Figura 72: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 1– Y2



Fuente: Propia

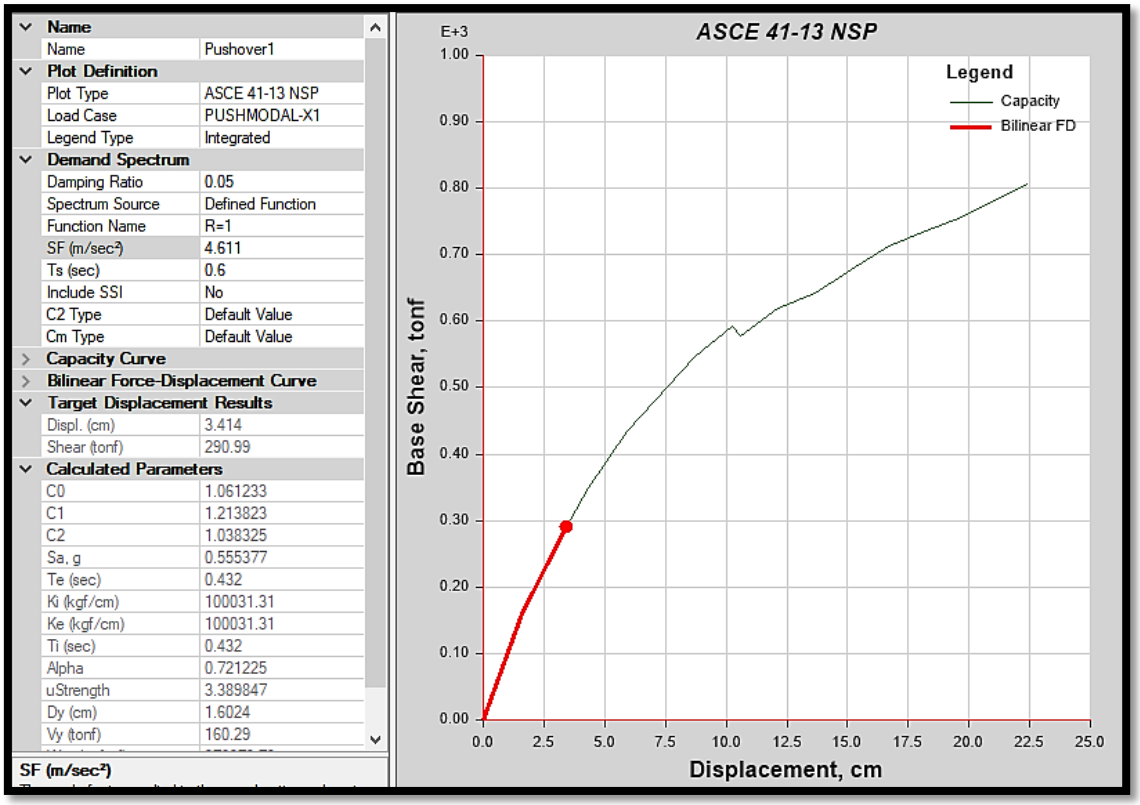
Todas las rotulas se encuentran en el rango B-C y IO-LS, cumpliendo con los límites permitidos.

X1 –Estructura 2 Sin optimizar

50% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 75 años

Figura 73: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 2 – X1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de servicio:

- Desplazamiento total : 3.41cm
- Desplazamiento elástico : 1.60cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 3.41/1500 = 0.0023

Deriva inelástica: (3.41-1.60)/1500 = 0.0012

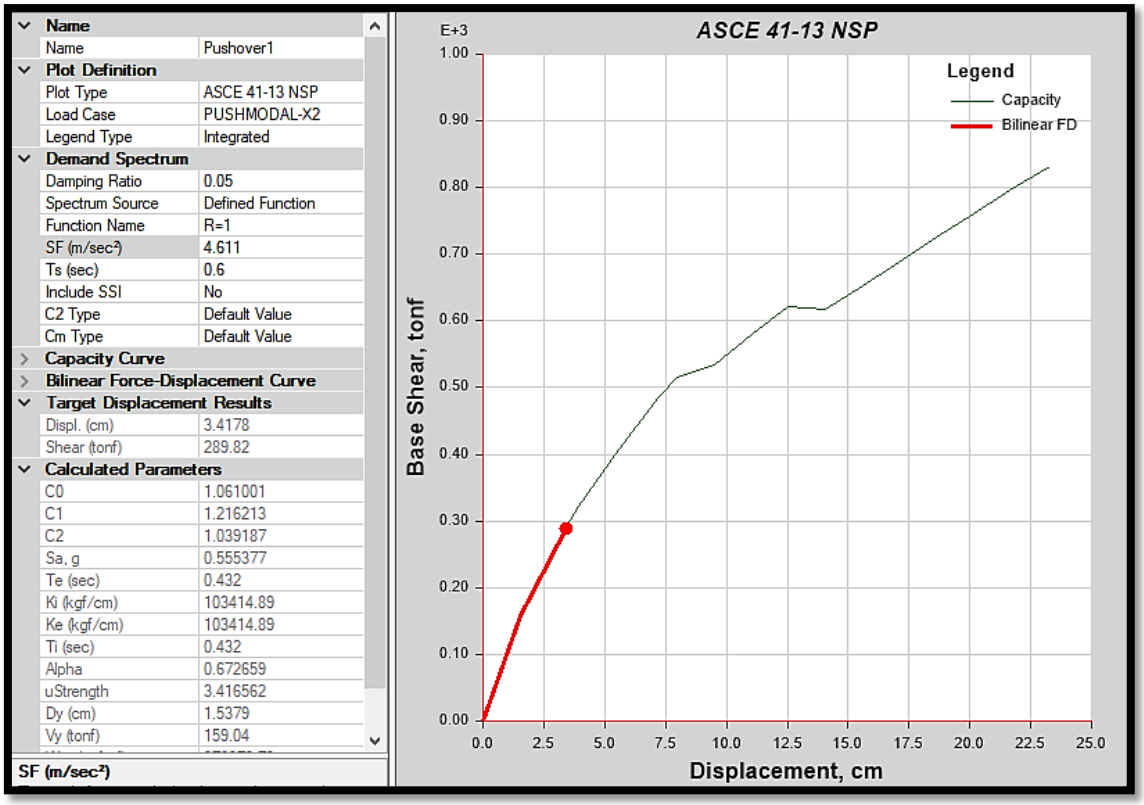
Siendo la deriva total menor a 1% y la deriva inelástica es despreciable, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

X2 –Estructura 2 Sin optimizar

50% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 75 años

Figura 74: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 2 – X2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de servicio:

- Desplazamiento total : 3.42cm
- Desplazamiento elástico : 1.54cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 3.42/1500 = 0.0023

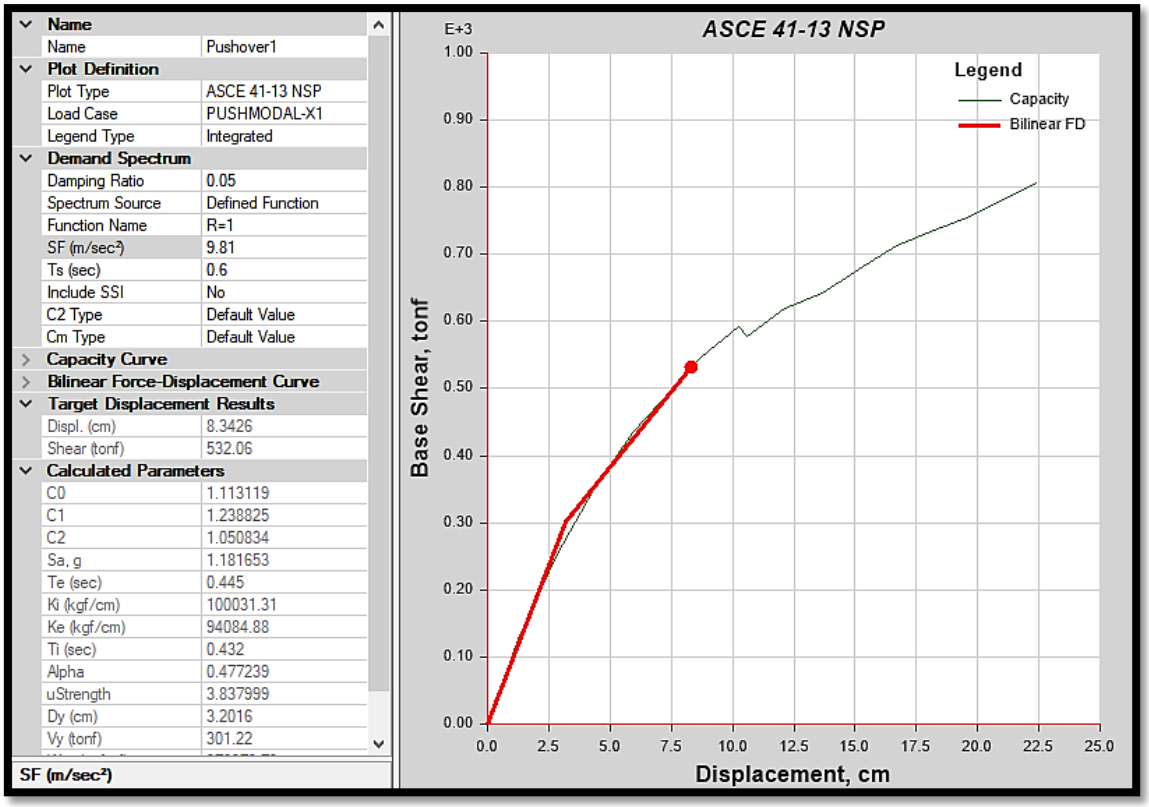
Deriva inelástica: (3.42-1.54)/1500 = 0.0013

Siendo la deriva total menor a 1% y la deriva inelástica es despreciable, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

X1 –Estructura 2 Sin optimizar

10% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años, Período de retorno: T= 475 años

Figura 75: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 2 – X1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 8.34cm
- Desplazamiento elástico : 3.20cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 8.34/1500 = 0.0056

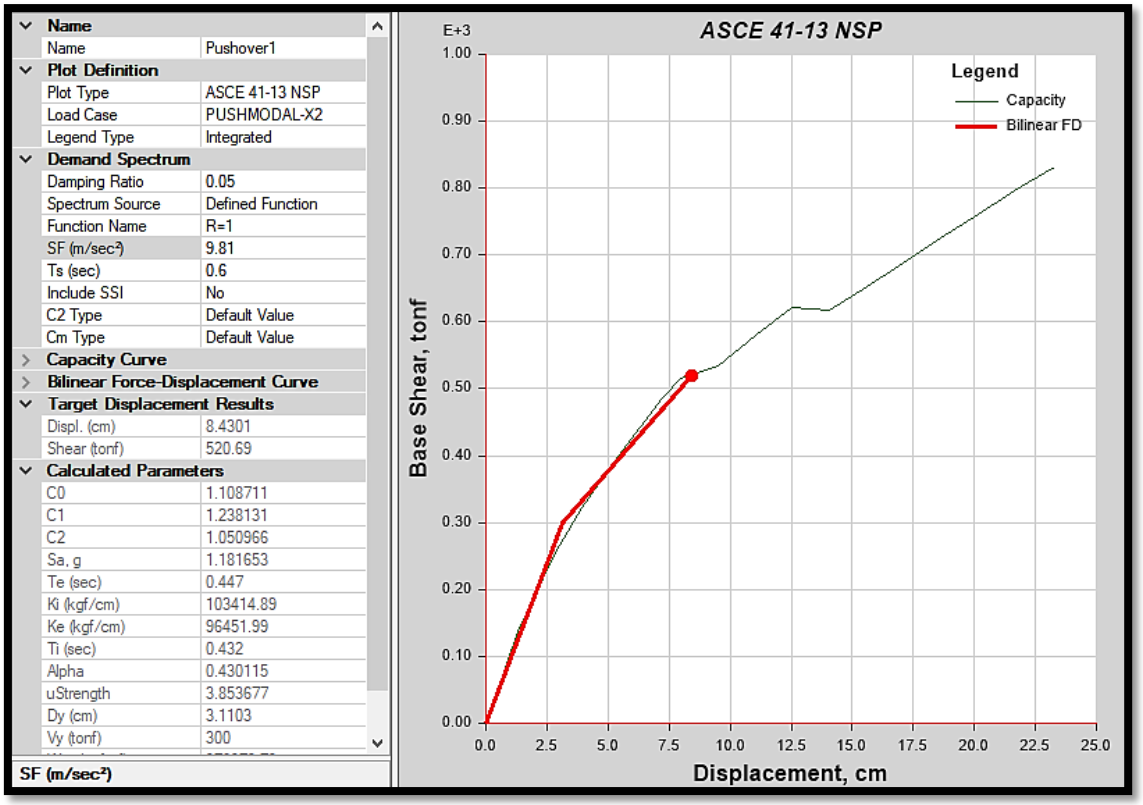
Deriva inelástica: (8.34-3.20)/1500 = 0.0034

Siendo la deriva elástica menor a 2% y la deriva inelástica menor a 1%, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

X2 –Estructura 2 Sin optimizar

10% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años, Período de retorno: T= 475 años

Figura 76: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 2 – X2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 8.43cm
- Desplazamiento elástico : 3.11cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 8.43/1500 = 0.0056

Deriva inelástica: (8.43-3.11)/1500 = 0.0036

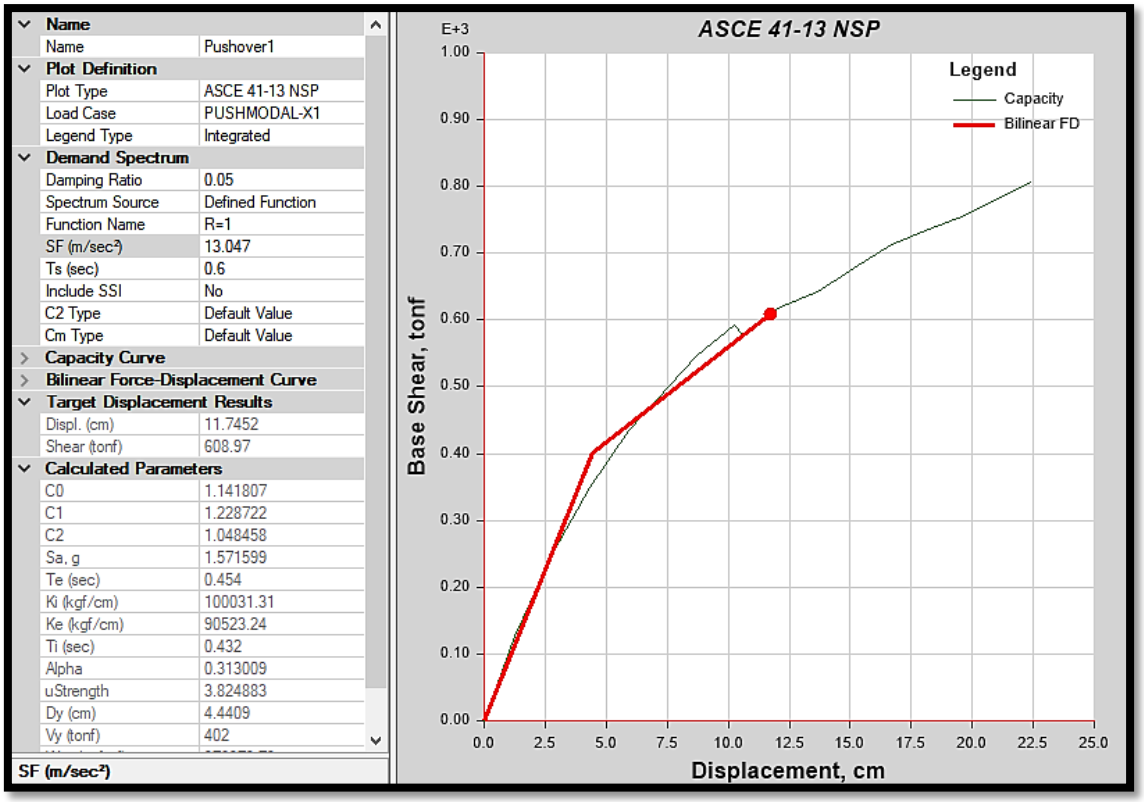
Siendo la deriva elástica menor a 2% y la deriva inelástica menor a 1%, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

X1 –Estructura 2 Sin optimizar

5% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años,

Período de retorno: T= 975 años

Figura 77: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 2 – X1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 11.75cm
- Desplazamiento elástico : 4.44cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 11.75/1500 = 0.0078

Deriva inelástica: (11.75-4.44)/1500 = 0.0049

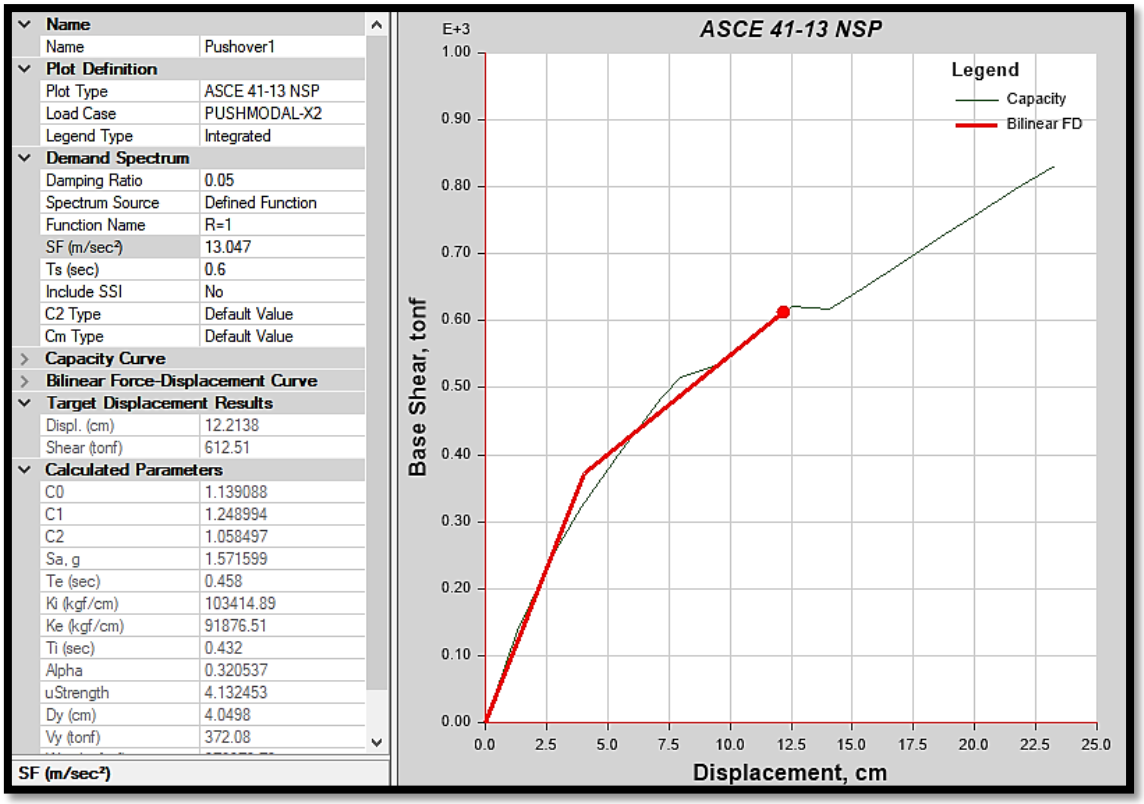
Siendo la deriva elástica y la deriva inelástica menor a 4%, cumple el desempeño de prevención de colapso según FEMA 356.

X2 –Estructura 2 Sin optimizar

5% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años,

Período de retorno: T= 975 años

Figura 78: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 2 – X2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 12.21cm
- Desplazamiento elástico : 4.05cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 12.21/1500 = 0.0081

Deriva inelástica: (12.21-4.05)/1500 = 0.0054

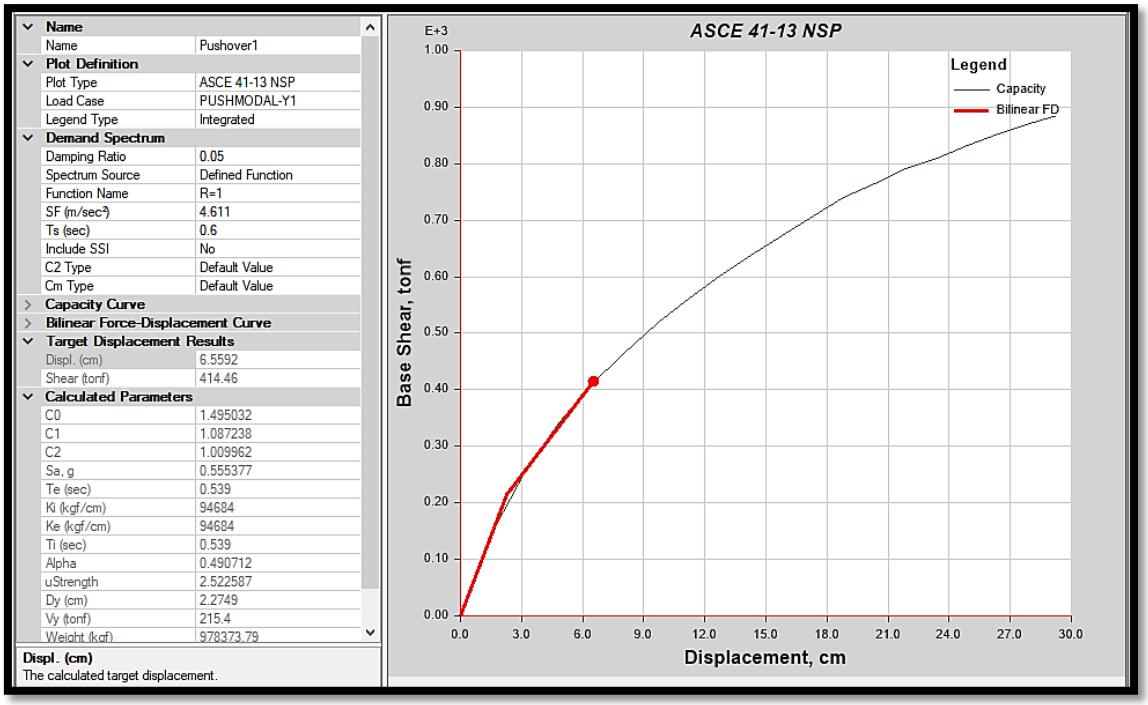
Siendo la deriva elástica y la deriva inelástica menor a 4%, cumple el desempeño de prevención de colapso según FEMA 356.

Y1 –Estructura 2 Sin optimizar

50% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 75 años

Figura 79: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 2 – Y1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de servicio:

- Desplazamiento total : 6.56cm
- Desplazamiento elástico : 2.27cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 6.56/1500 = 0.0044

Deriva inelástica: (6.56-2.27)/1500 = 0.0029

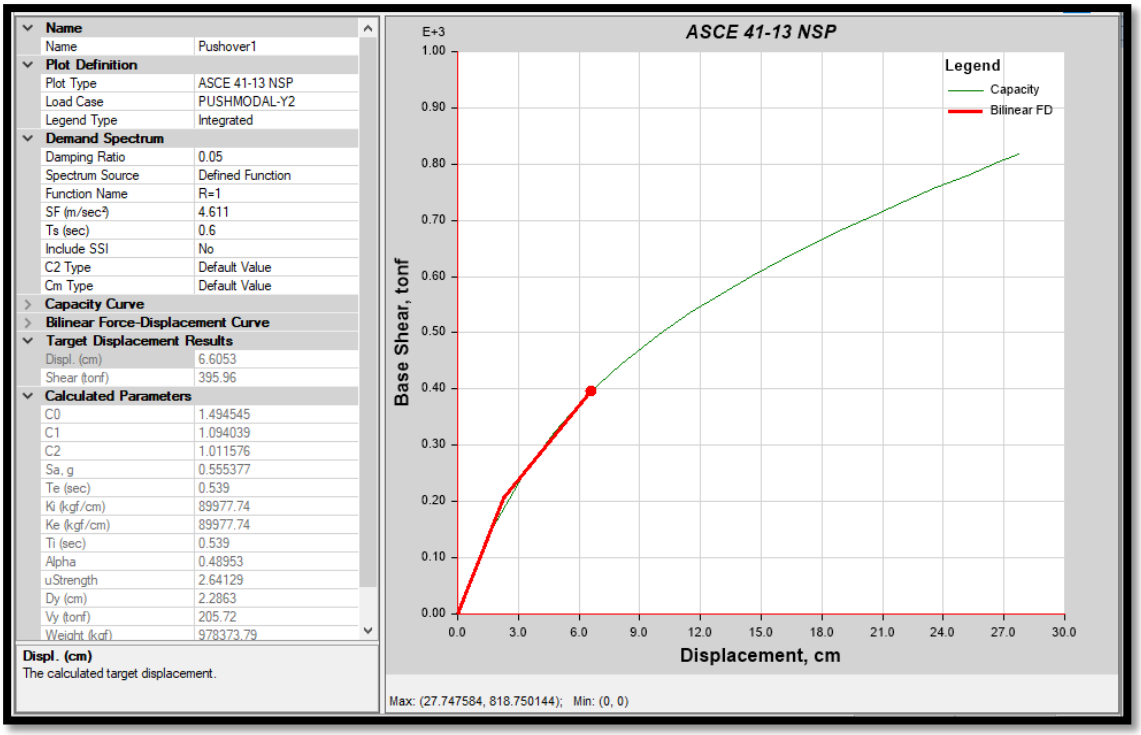
Siendo la deriva total menor a 1% y la deriva inelástica es despreciable, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

Y2 –Estructura 2 Sin optimizar

50% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 75 años

Figura 80: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 2 – Y2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de servicio:

- Desplazamiento total : 6.60cm
- Desplazamiento elástico : 2.29cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 6.60/1500 = 0.0044

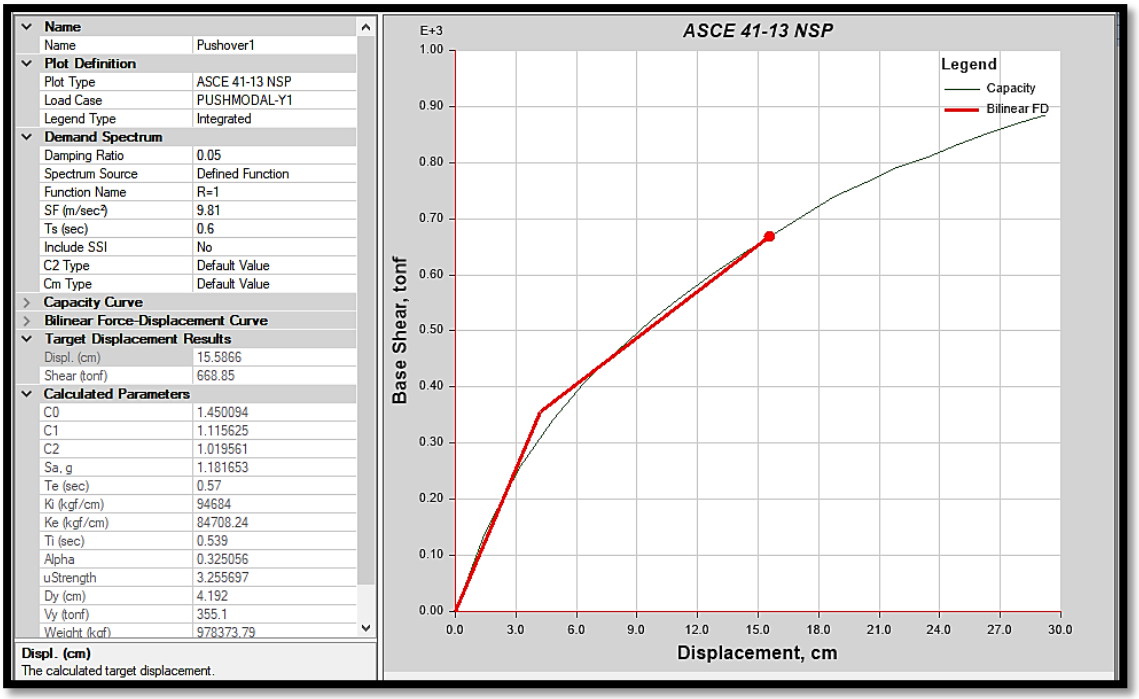
Deriva inelástica: (6.60-2.29)/1500 = 0.0029

Siendo la deriva total menor a 1% y la deriva inelástica es despreciable, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

Y1 –Estructura 2 Sin optimizar

10% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años, Período de retorno: T= 475 años

Figura 81: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 2 – Y1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 15.59cm
- Desplazamiento elástico : 4.19cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 15.59/1500 = 0.0104

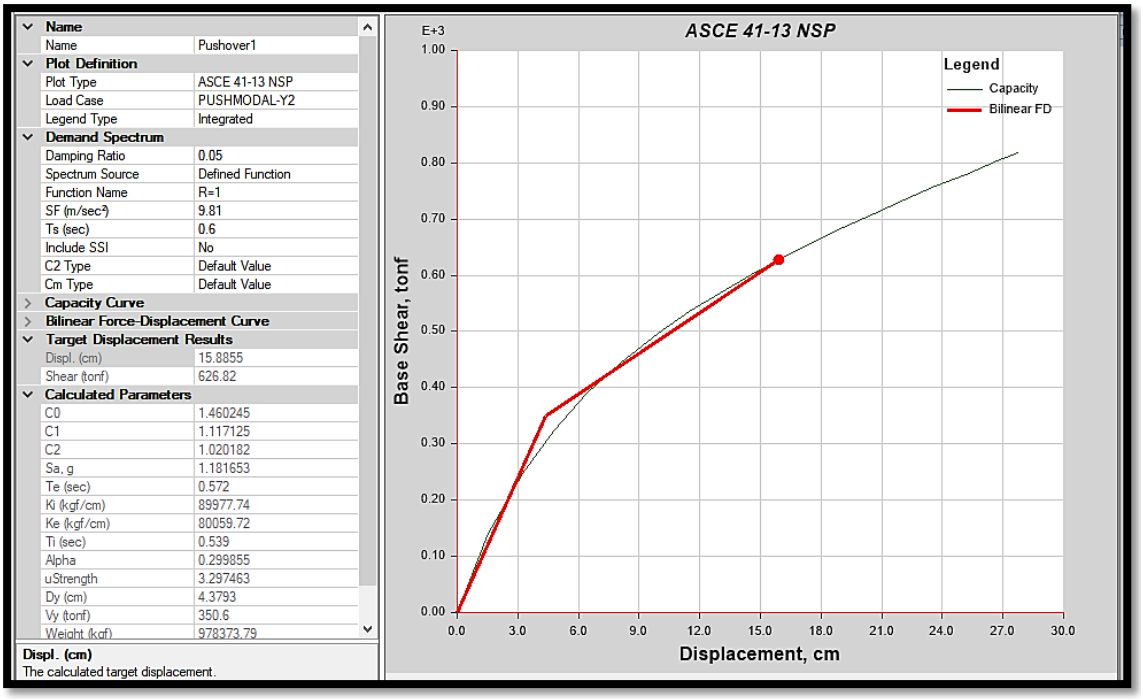
Deriva inelástica: (15.59-4.19)/1500 = 0.0076

Siendo la deriva elástica menor a 2% y la deriva inelástica menor a 1%, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

Y2 –Estructura 2 Sin optimizar

10% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años, Período de retorno: T= 475 años

Figura 82: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 2 – Y2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 15.89cm
- Desplazamiento elástico : 4.38cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 15.89/1500 = 0.0101

Deriva inelástica: (15.89-4.38)/1500 = 0.0077

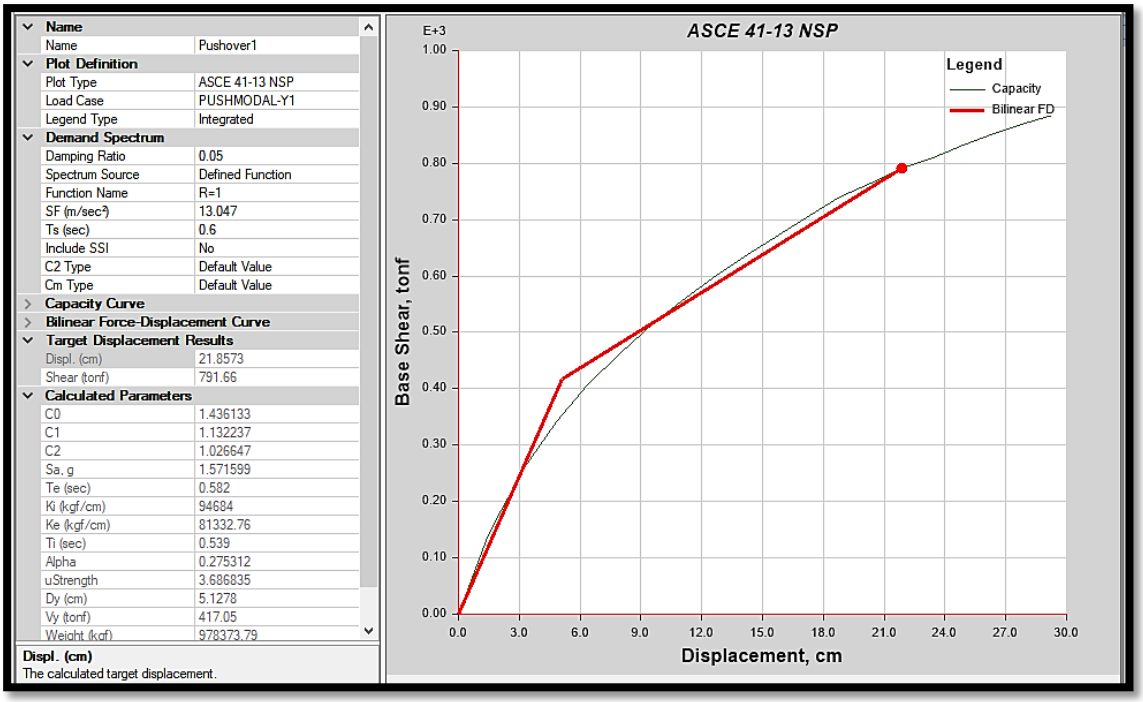
Siendo la deriva elástica menor a 2% y la deriva inelástica menor a 1%, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

Y1 –Estructura 2 Sin optimizar

5% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años,

Período de retorno: T= 975 años

Figura 83: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 2 – Y1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 21.86cm
- Desplazamiento elástico : 5.13cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 21.86/1500 = 0.0146

Deriva inelástica: (21.86-5.13)/1500 = 0.0112

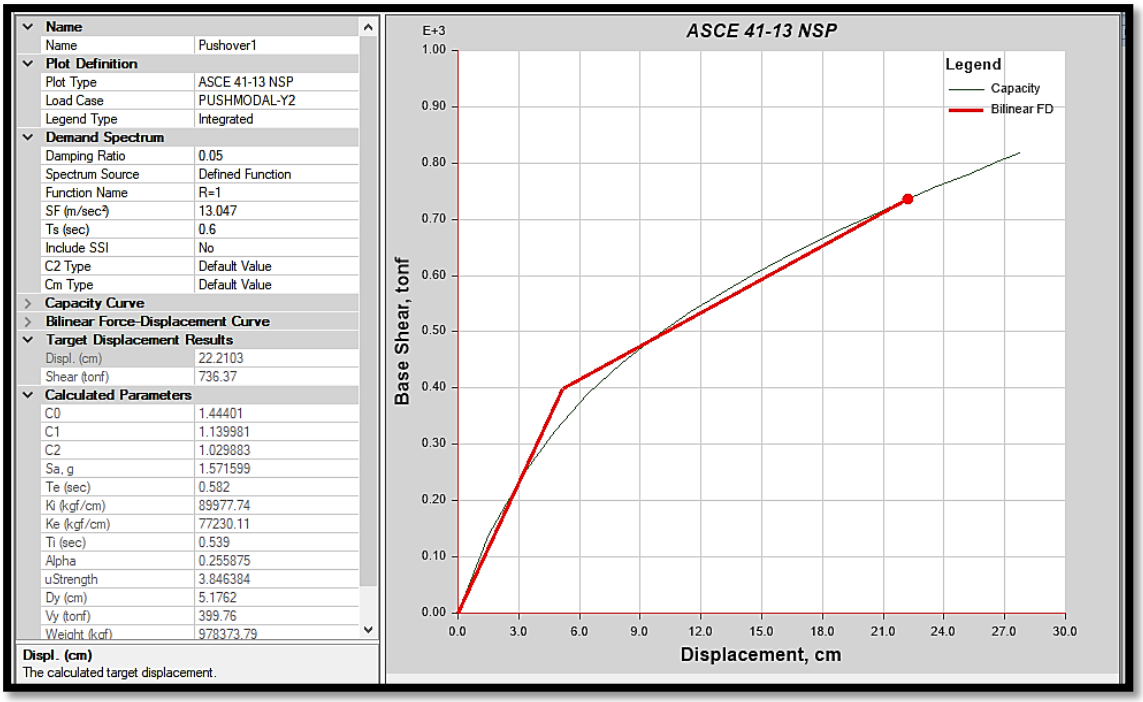
Siendo la deriva elástica y la deriva inelástica menor a 4%, cumple el desempeño de prevención de colapso según FEMA 356.

Y2 –Estructura 2 Sin optimizar

5% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años,

Período de retorno: T= 975 años

Figura 84: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 2 – Y2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 22.21cm
- Desplazamiento elástico : 5.18cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 22.21/1500 = 0.0148

Deriva inelástica: (22.21-5.18)/1500 = 0.0114

Siendo la deriva elástica y la deriva inelástica menor a 4%, cumple el desempeño de prevención de colapso según FEMA 356.

SECUENCIA DE APARICIÓN DE ROTULAS – X1

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												E2 X1
Step	**Monitored Displ cm**	**Base Force tonf**	**A-B**	**B-C**	**C-D**	**D-E**	**>E**	**A-IO**	**IO-LS**	**LS-CP**	**>CP**	**Total**
0	0.0214	0	1612	0	0	0	0	1612	0	0	0	1612
1	1.2592	125.96	1611	1	0	0	0	1612	0	0	0	1612
2	2.8194	253.5	1551	61	0	0	0	1612	0	0	0	1612
3	4.352	350.13	1447	165	0	0	0	1612	0	0	0	1612
4	5.9274	435	1368	244	0	0	0	1612	0	0	0	1612
5	8.7037	546.57	1241	371	0	0	0	1606	6	0	0	1612
6	10.2237	593.2	1192	420	0	0	0	1584	28	0	0	1612
7	10.6037	577.65	1184	428	0	0	0	1565	47	0	0	1612
8	12.1237	619.35	1159	452	0	0	1	1527	85	0	0	1612
9	13.6437	643.35	1144	467	0	0	1	1488	123	1	0	1612
10	15.1637	678.19	1120	490	0	0	2	1451	160	1	0	1612

SECUENCIA DE APARICIÓN DE ROTULAS – X2

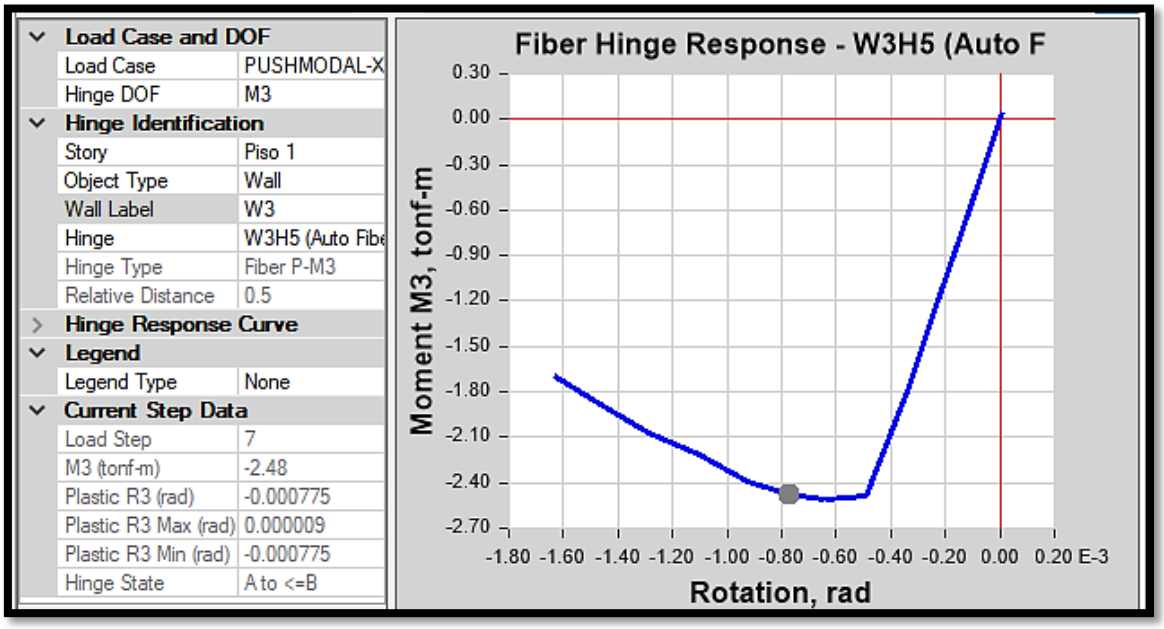
TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												E2 X2
Step	**Monitored Displ** cm	**Base Force** tonf	**A-B**	**B-C**	**C-D**	**D-E**	**>E**	**A-IO**	**IO-LS**	**LS-CP**	**>CP**	**Total**
0	0.0214	0	1612	0	0	0	0	1612	0	0	0	1612
1	-1.3192	136.42	1611	1	0	0	0	1612	0	0	0	1612
2	-2.8478	254.78	1539	73	0	0	0	1612	0	0	0	1612
3	-3.9409	321.96	1453	159	0	0	0	1612	0	0	0	1612
4	-3.9417	321.86	1453	159	0	0	0	1612	0	0	0	1612
5	-5.5575	407.42	1384	228	0	0	0	1610	2	0	0	1612
6	-7.228	486.31	1297	315	0	0	0	1605	7	0	0	1612
7	-7.988	514.88	1265	347	0	0	0	1599	13	0	0	1612
8	-9.508	534.86	1227	385	0	0	0	1581	31	0	0	1612
9	-11.028	579.87	1198	414	0	0	0	1566	46	0	0	1612
10	-12.548	621.71	1173	439	0	0	0	1530	82	0	0	1612
11	-14.068	617.57	1147	464	1	0	0	1476	136	0	0	1612

Se comprueba que antes de llegar al de desplazamiento para un sismo de servicio (X1=3.41cm, X2=3.42cm), no existen rotulas que superen el límite de “ocupación inmediata”.

Previo a alcanzar el desplazamiento para un sismo de diseño (X1=8.34cm, X2=8.43cm), no hay rotulas que pasan el tope de “seguridad de vida”

Antes de lograr el desplazamiento para un sismo máximo (X1=11.75cm, X2=12.21cm), hay 1 rotulas que termina perdiendo completamente su resistencia estando en el rango >E, esta se produce en un borde de confinamiento del ducto del ascensor y falla a compresión.

Figura 85: Diagrama de fuerza axial y deformación de borde de confinamiento de ascensor ante sismo máximo



Fuente: Propia

SECUENCIA DE APARICIÓN DE ROTULAS – Y1

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												E2 Y1
Step	**Monitored Displ cm**	**Base Force tonf**	**A-B**	**B-C**	**C-D**	**D-E**	**>E**	**A-IO**	**IO-LS**	**LS-CP**	**>CP**	**Total**
0	0.0387	0	1612	0	0	0	0	1612	0	0	0	1612
1	-1.4813	140.25	1612	0	0	0	0	1612	0	0	0	1612
2	-1.7037	157.9	1611	1	0	0	0	1612	0	0	0	1612
3	-3.2374	260.21	1540	72	0	0	0	1612	0	0	0	1612
4	-4.8133	342.28	1425	187	0	0	0	1612	0	0	0	1612
5	-6.3407	406.86	1364	248	0	0	0	1607	5	0	0	1612
6	-8.0161	465.16	1310	302	0	0	0	1604	8	0	0	1612
7	-9.7086	519.02	1268	344	0	0	0	1595	17	0	0	1612
8	-11.2286	562.13	1242	370	0	0	0	1584	27	0	1	1612
9	-12.7486	601.65	1207	405	0	0	0	1561	50	0	1	1612
10	-14.2686	638.46	1188	424	0	0	0	1531	80	0	1	1612

11	-15.7886	673.51	1172	440	0	0	0	1506	105	0	1	1612
12	-17.3086	707.11	1158	453	0	0	1	1471	140	0	1	1612
13	-18.8286	739.42	1140	469	2	0	1	1434	177	0	1	1612
14	-20.3486	765.03	1127	479	5	0	1	1407	202	2	1	1612
15	-21.8686	791.86	1119	483	7	1	2	1386	219	6	1	1612
16	-23.3886	809.65	1105	493	9	1	4	1371	232	7	2	1612
17	-24.9086	832.88	1090	507	6	4	5	1355	247	8	2	1612

SECUENCIA DE APARICIÓN DE ROTULAS – Y2

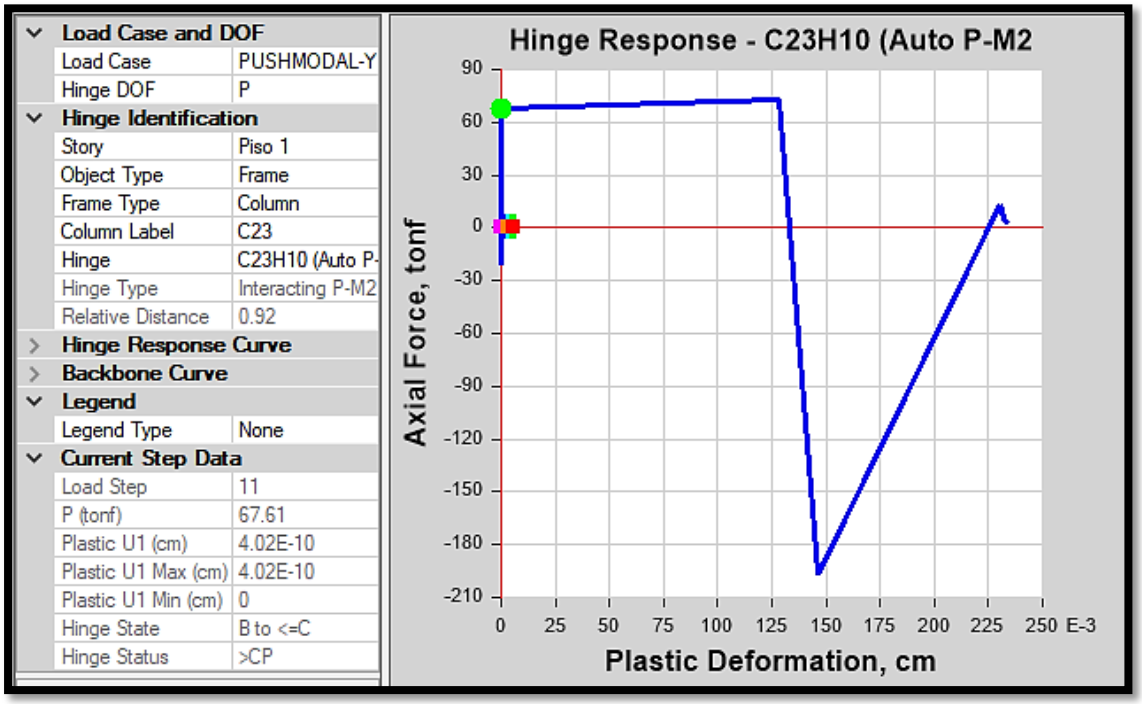
TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												E2 Y2
Step	**Monitored Displ cm**	**Base Force tonf**	**A-B**	**B-C**	**C-D**	**D-E**	**>E**	**A-IO**	**IO-LS**	**LS-CP**	**>CP**	**Total**
0	0.0387	0	1612	0	0	0	0	1612	0	0	0	1612
1	1.5587	140.25	1612	0	0	0	0	1612	0	0	0	1612
2	1.7016	151.61	1611	1	0	0	0	1612	0	0	0	1612
3	3.2402	247.5	1542	70	0	0	0	1612	0	0	0	1612
4	4.7787	323.3	1430	182	0	0	0	1612	0	0	0	1612
5	6.4121	389.68	1365	247	0	0	0	1612	0	0	0	1612
6	8.0556	443.05	1325	287	0	0	0	1612	0	0	0	1612
7	9.958	497.88	1267	345	0	0	0	1607	5	0	0	1612
8	11.478	535.57	1236	376	0	0	0	1586	26	0	0	1612
9	12.998	569.23	1209	403	0	0	0	1565	47	0	0	1612
10	14.518	600.37	1180	432	0	0	0	1540	72	0	0	1612
11	16.038	629.78	1155	457	0	0	0	1508	104	0	0	1612
12	17.558	657.6	1133	479	0	0	0	1481	131	0	0	1612
13	19.078	684.37	1112	496	4	0	0	1451	158	3	0	1612
14	20.598	710.15	1098	509	5	0	0	1425	182	5	0	1612
15	22.118	734.93	1079	527	6	0	0	1407	200	5	0	1612
16	23.638	758.68	1067	537	7	0	1	1393	212	7	0	1612
17	25.158	778.69	1055	543	13	0	1	1375	226	11	0	1612

Se comprueba que antes de llegar al de desplazamiento para un sismo de servicio (Y1= 6.56cm, Y2= 6.60cm), no existen rotulas que superen el límite de “ocupación inmediata”.

Previo a alcanzar el desplazamiento para un sismo de diseño (Y1= 15.59cm, Y2= 15.89cm), hay 1 rotulas que pasan el tope de “seguridad de vida” y se da en la columna eje E-6, piso 1, extremo superior, termina fallando por tracción.

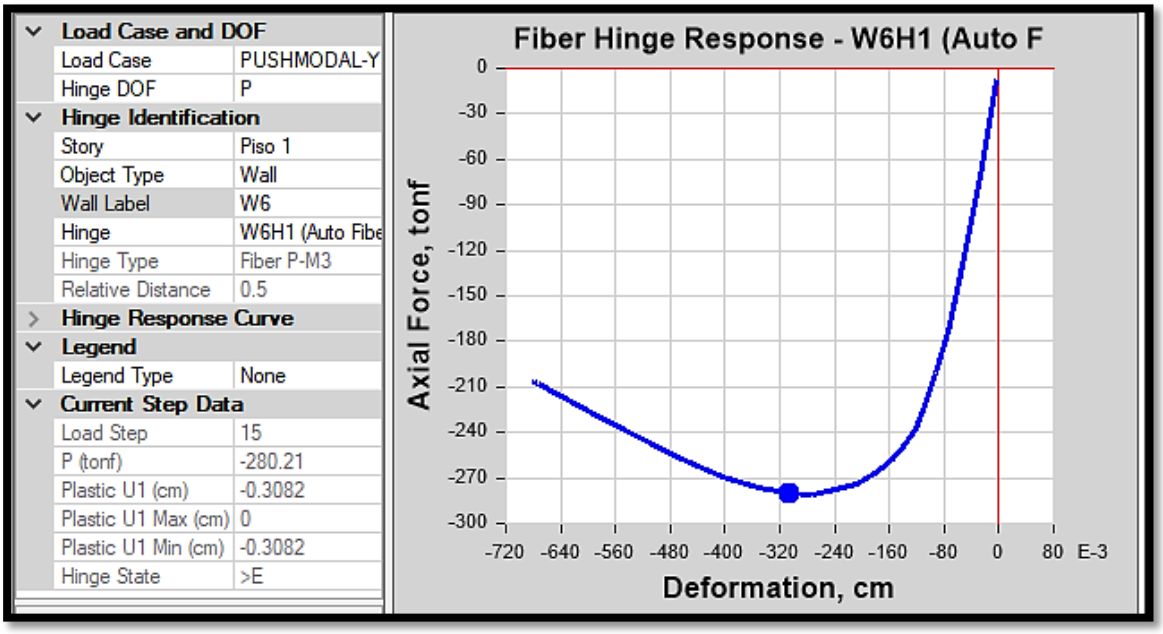
Antes de lograr el desplazamiento para un sismo máximo (Y1= 21.86cm, Y2= 22.21cm), hay 1 rotulas que rebasan la frontera de “prevención del colapso”, es la antes mencionada columna eje E-6, hay 2 rotulas que superan el rango >E quedándose sin resistencia ante sismo, está en los borde de confinamiento del muro de corte M1 y el de M7, luego hay varias rotulas en el rango C-D (degradación de resistencia).

Figura 86: Diagrama de fuerza axial – deformación de la columna eje E-6 ante sismo de diseño



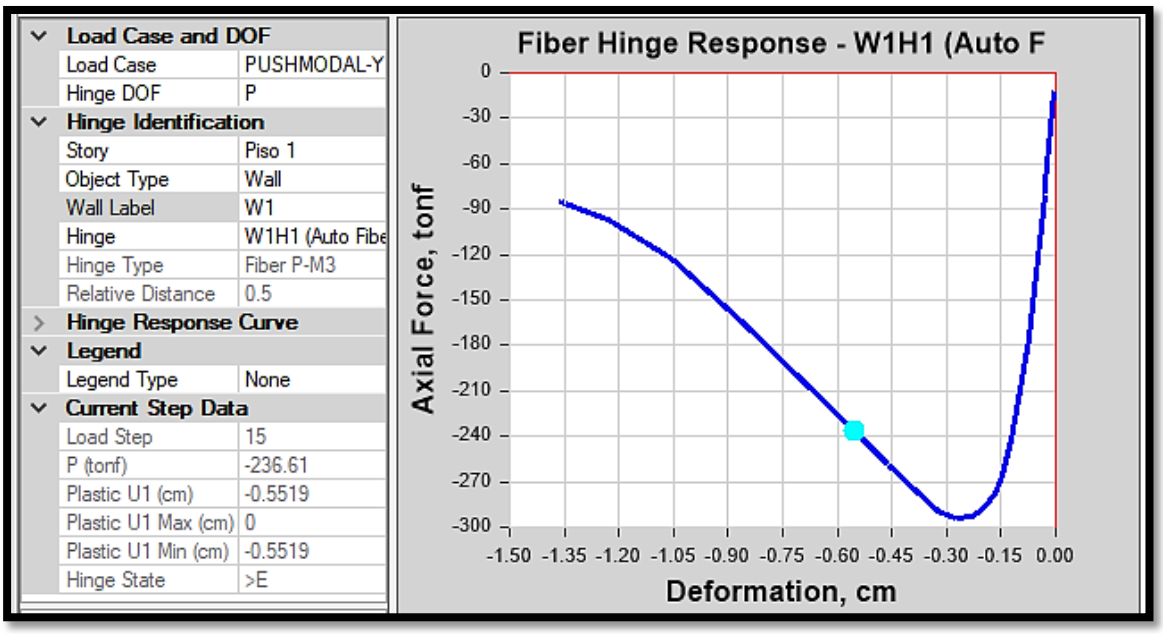
Fuente: Propia

Figura 87: Diagrama de fuerza axial – deformación del borde de confinamiento del muro M1 ante sismo máximo



Fuente: Propia

Figura 88: Diagrama de fuerza axial – deformación del borde de confinamiento del muro M7 ante sismo máximo

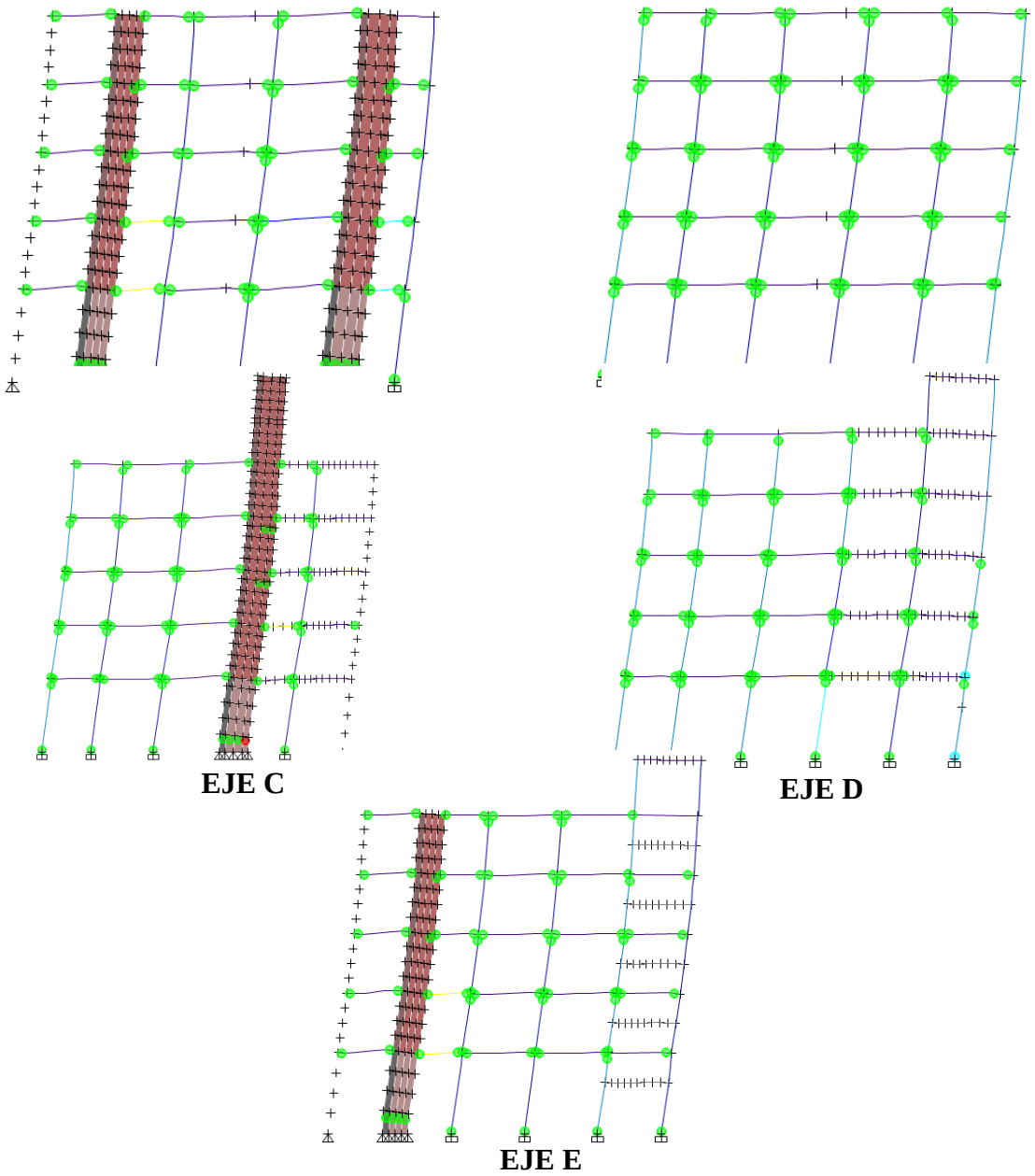


Fuente: Propia

Sismo de diseño: Desplazamiento X1= 8.33cm

Step N°6 - Desplazamiento X1=8.02 cm

Figura 89: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 2– X1



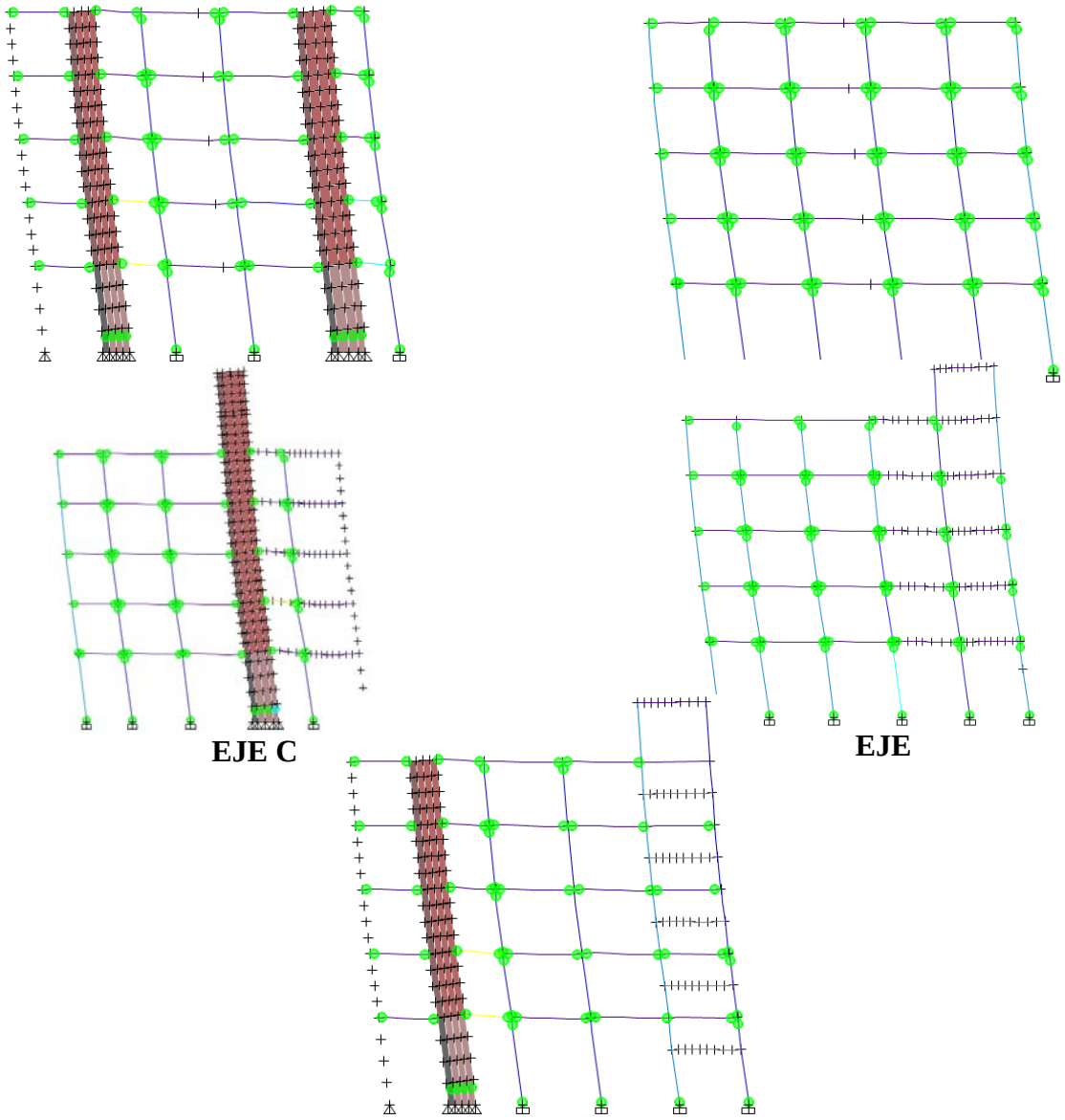
Fuente: Propia

Todas las rotulas se encuentran en el rango B-C y IO-LS, cumpliendo con los límites permitidos.

Sismo de diseño: Desplazamiento X2= 8.62cm

Step N°6 - Desplazamiento X2= 8.06 cm

Figura 90: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 2– X2



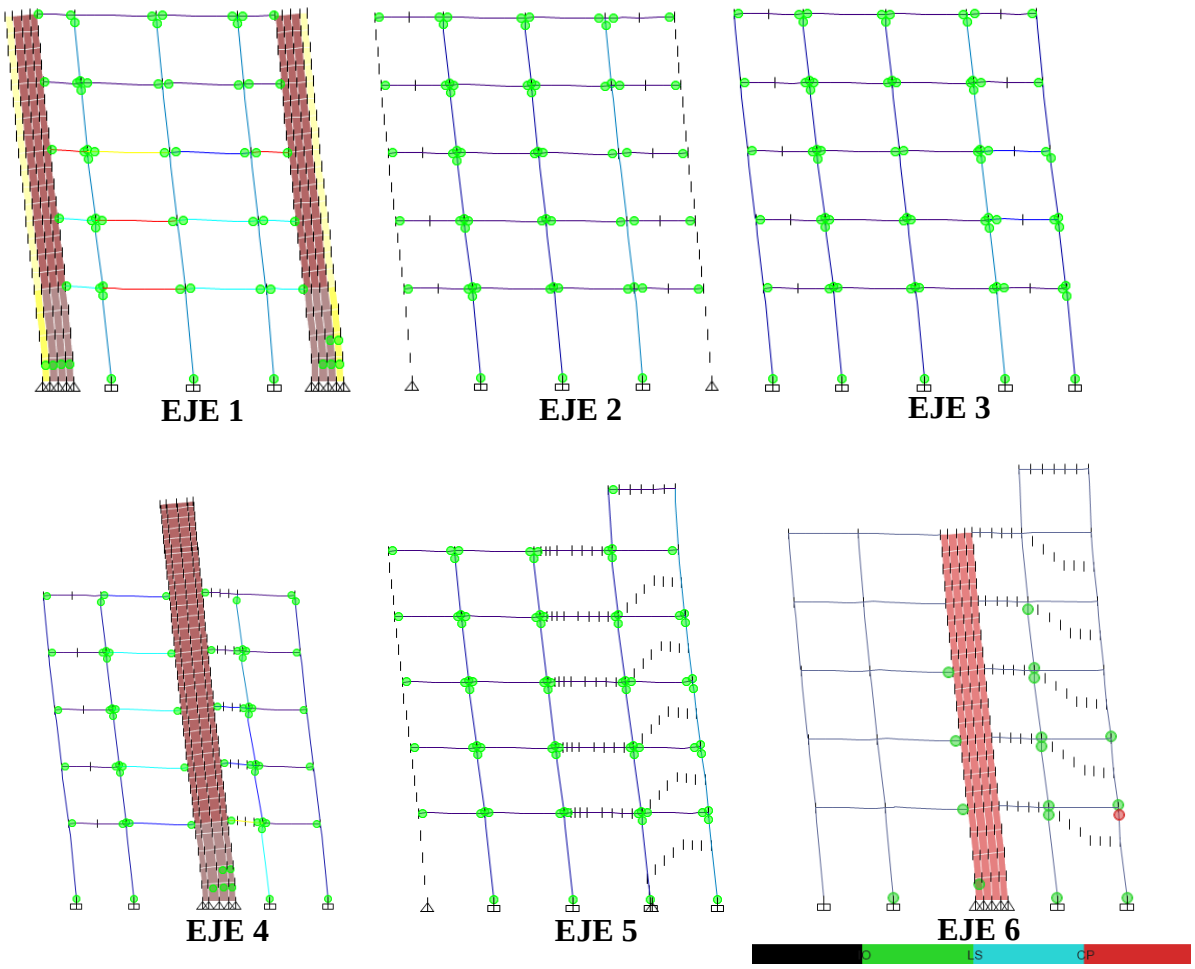
Fuente: Propia

Todas las rotulas se encuentran en el rango B-C y IO-LS, cumpliendo con los límites permitidos.

Sismo de diseño: Desplazamiento Y1= 15.59cm

Step N°10 - Desplazamiento Y1= 14.26cm

Figura 91: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 2– Y1



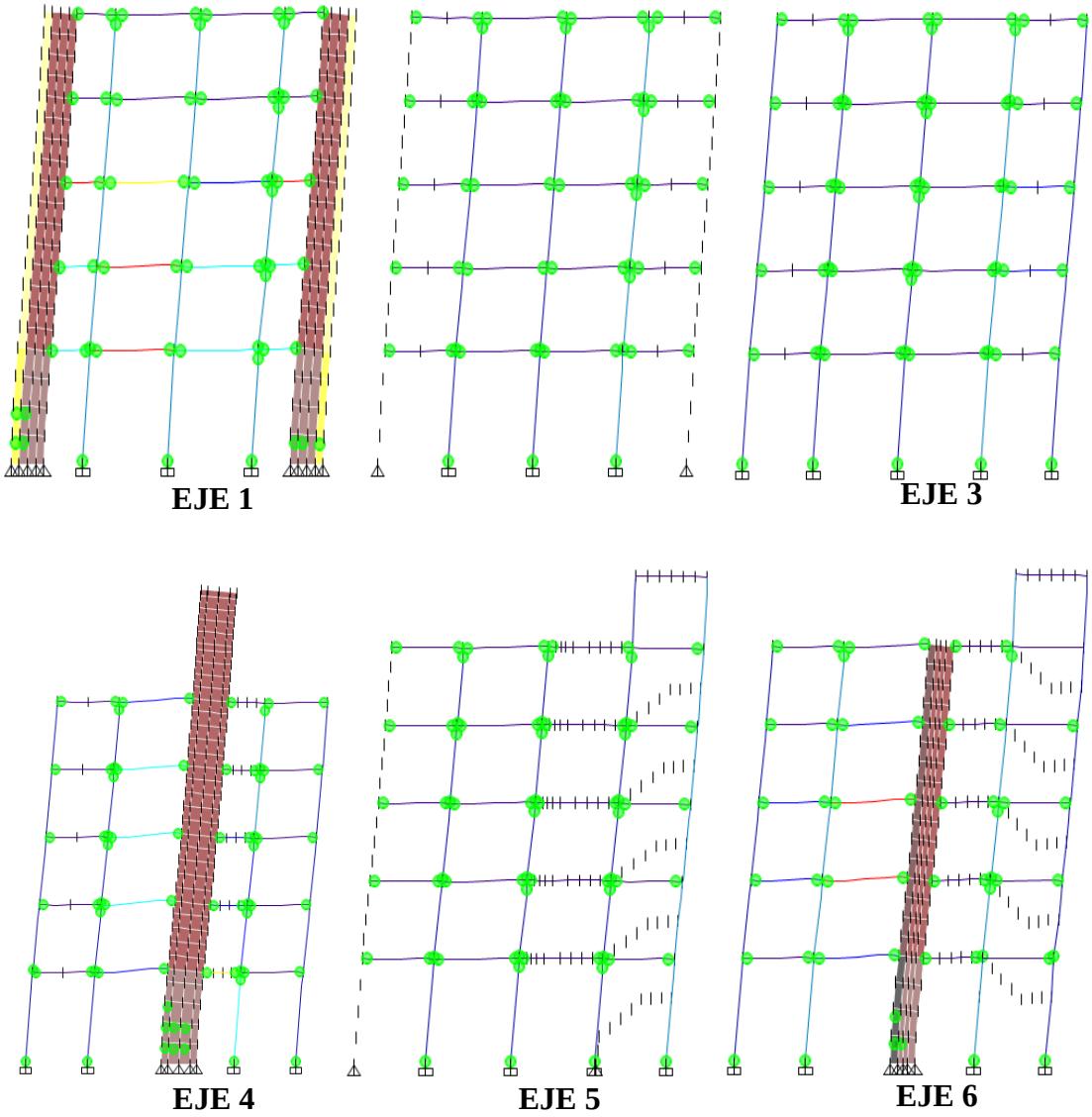
Fuente: Propia

Excepto una rotula que supera >CP, todas las demás rotulas se encuentran en el rango B-C y IO-LS, cumpliendo con los límites permitidos.

Sismo de diseño: Desplazamiento Y2= 15.89cm

Step N°10 - Desplazamiento Y2= 14.51cm

Figura 92: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 2– Y2



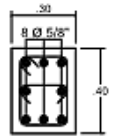
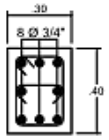
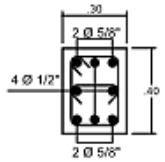
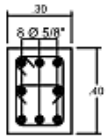
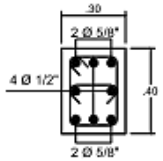
Fuente: Propia

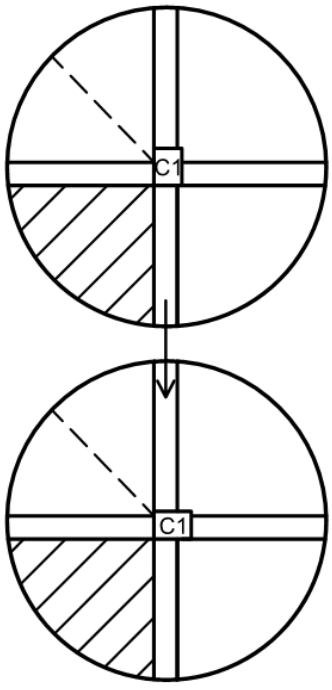
Todas las rotulas se encuentran en el rango B-C y IO-LS, cumpliendo con los límites permitidos.

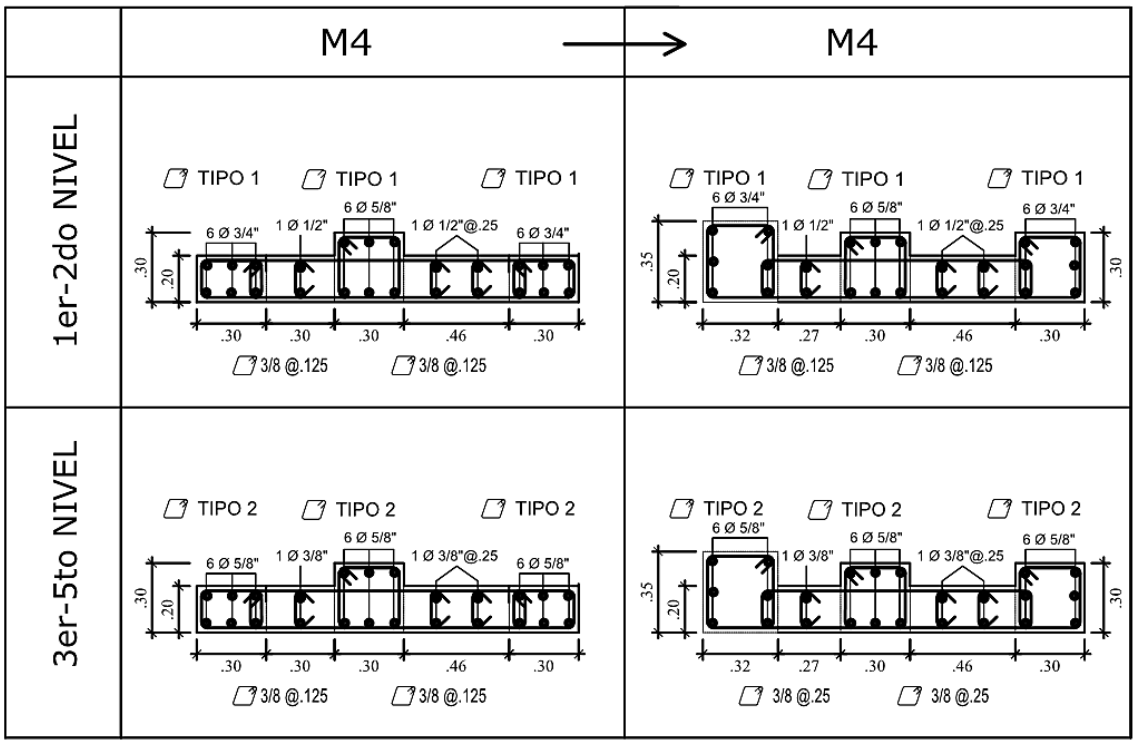
4.10.2 Estructuras optimizadas

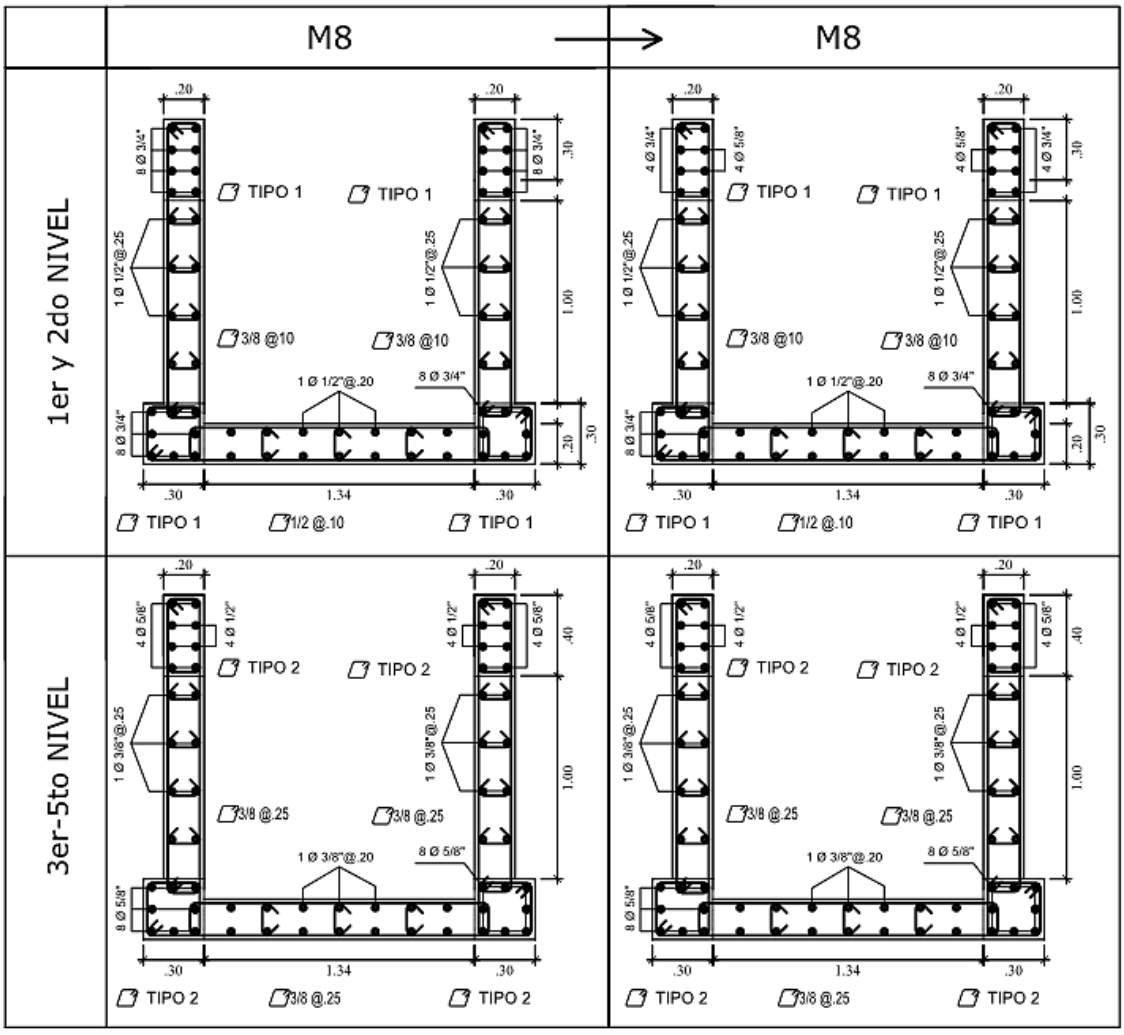
Estructuración 1 - elementos optimizados

Figura 93: Elementos optimizados – Estructuración 1

COLUMNA EJE C-5			
1er-2do NIVEL		1er NIVEL	
SECCION	0.30 x 0.40	SECCION	0.30 x 0.40
REFUERZO	8 Ø 5/8"	REFUERZO	8 Ø 5/8"
Ø 3/8"	1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Rto. @ 0 .12	Ø 3/8"	1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Rto. @ 0 .12
3do-5to NIVEL		2do NIVEL	
SECCION	0.30 x 0.40	SECCION	0.30 x 0.40
REFUERZO	4 Ø 5/8" + 4 1/2"	REFUERZO	4 Ø 5/8" + 4 1/2"
Ø 3/8"	1 @ 0.05; 5 @ 0.10; Rto. @ 0 .12	Ø 3/8"	1 @ 0.05; 5 @ 0.10; Rto. @ 0 .12
GIRAR COLUMNA EJE D-5		3do-5to NIVEL	
		SECCION	0.30 x 0.40
		REFUERZO	4 Ø 5/8" + 4 1/2"
		Ø 3/8"	1 @ 0.05; 5 @ 0.10; Rto. @ 0 .12



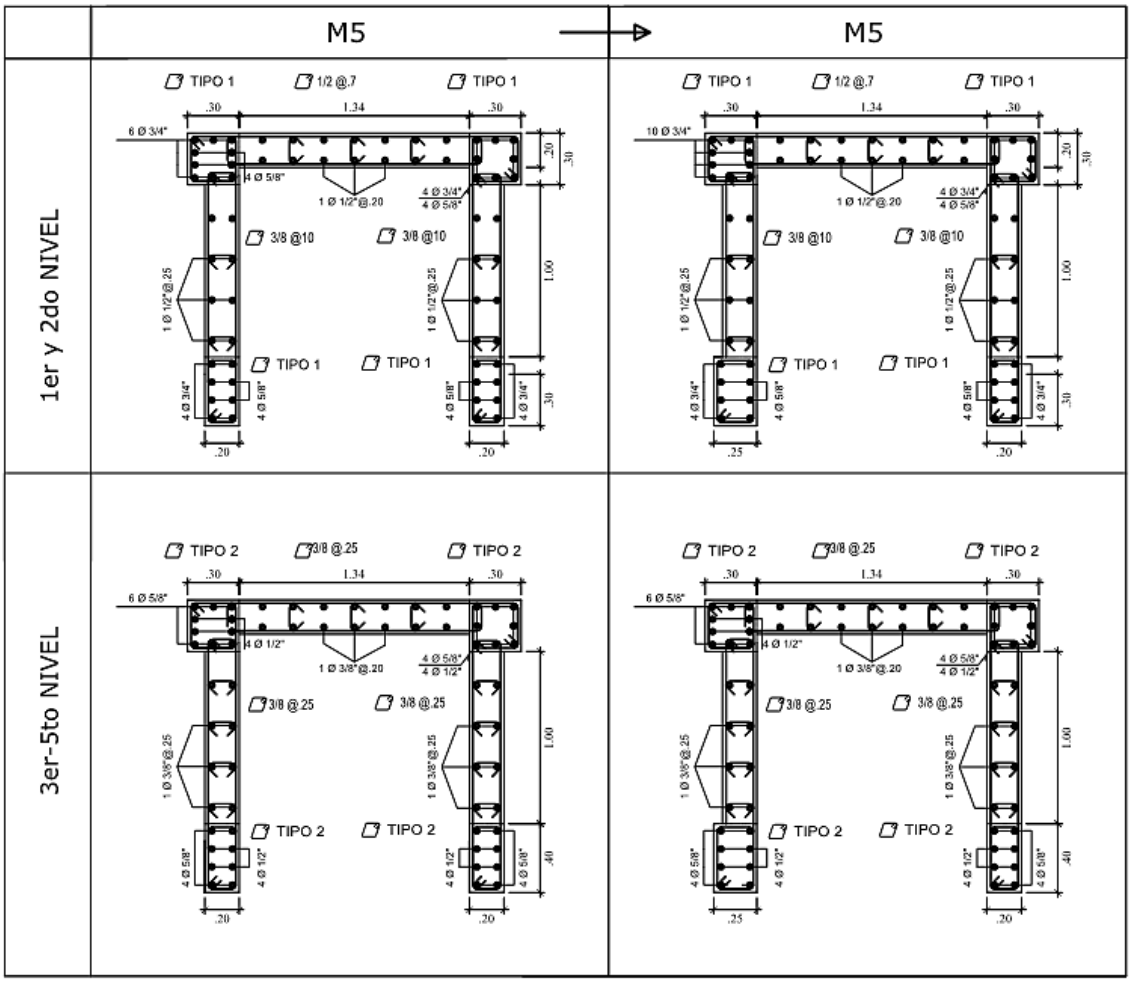


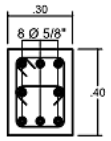
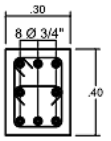
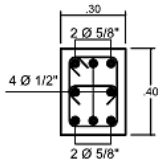
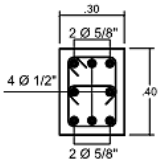


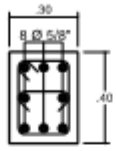
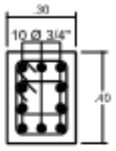
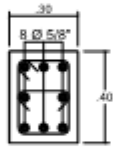
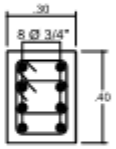
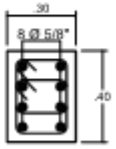
Fuente: Propia

Estructuración 2 - elementos optimizados

Figura 94: Elementos optimizados – Estructuración 2



EJE D-4		
NIVEL	C - 1 →	C - 2
1er-2do NIVEL		
SECCION	0.30 x 0.40	0.30 x 0.45
REFUERZO	8 Ø 5/8"	8 Ø 3/4"
Ø 3/8"	1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Rto. @ 0 .12	1 @ 0.05; 7 @ 0.08; Rto. @ 0 .12
3ro-5to NIVEL		
SECCION	0.30 x 0.40	0.30 x 0.40
REFUERZO	4 Ø 5/8" + 4 1/2"	4 Ø 5/8" + 4 1/2"
Ø 3/8"	1 @ 0.05; 5 @ 0.10; Rto. @ 0 .12	1 @ 0.05; 5 @ 0.10; Rto. @ 0 .12

COLUMNA EJE E-6			
NIVEL	C - 1 →	NIVEL	C - 3
1er-2do NIVEL		1er NIVEL	
SECCION	0.30 x 0.40	SECCION	0.30 x 0.40
REFUERZO	8 Ø 5/8"	REFUERZO	10 Ø 3/4"
Ø 3/8"	1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Rto. @ 0 .12	Ø 3/8"	1 @ 0.05; 7 @ 0.08; Rto. @ 0 .12
3er-5to NIVEL		2do-3ro NIVEL	
SECCION	0.30 x 0.40	SECCION	0.30 x 0.40
REFUERZO	8 Ø 5/8"	REFUERZO	8 Ø 5/8"
Ø 3/8"	1 @ 0.05; 5 @ 0.10; Rto. @ 0 .12	Ø 3/8"	1 @ 0.05; 6 @ 0.08; Rto. @ 0 .12
		4to-5to NIVEL	
		SECCION	0.30 x 0.40
		REFUERZO	8 Ø 5/8"
		Ø 3/8"	1 @ 0.05; 6 @ 0.08; Rto. @ 0 .12

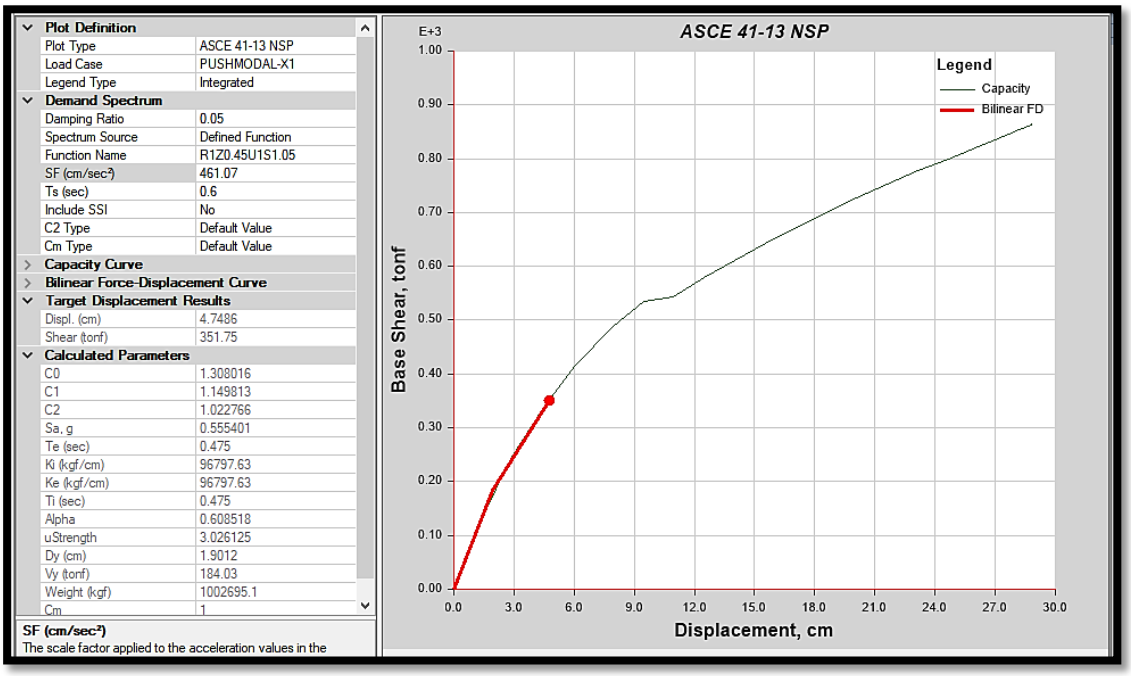
Fuente: Propia

X1 –Estructura 1 optimizada

50% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 75 años

Figura 95: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 1 – X1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de servicio:

- Desplazamiento total : 4.75cm
- Desplazamiento elástico : 1.90cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 4.75/1500 = 0.0032

Deriva inelástica: (4.75-1.90)/1500 = 0.0019

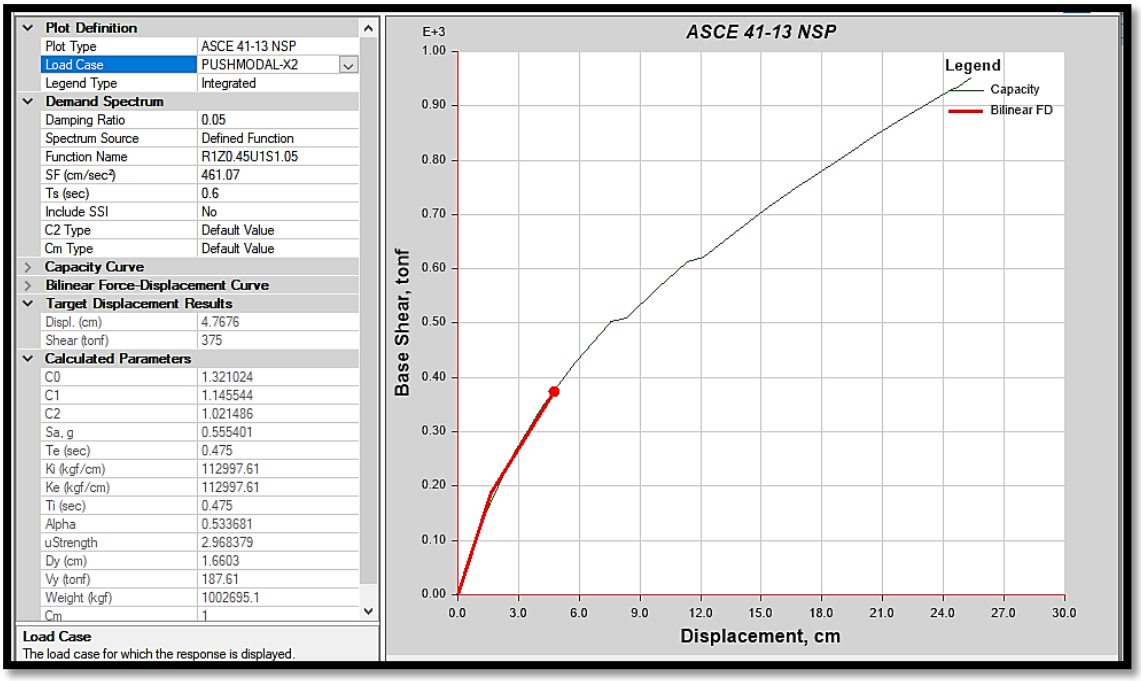
Siendo la deriva total menor a 1% y la deriva inelástica es despreciable, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

X2 –Estructura 1 optimizada

50% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 75 años

Figura 96: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 1 – X2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de servicio:

- Desplazamiento total : 4.77cm
- Desplazamiento elástico : 1.66cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 4.77/1500 = 0.0032

Deriva inelástica: (4.77-1.66)/1500 = 0.0021

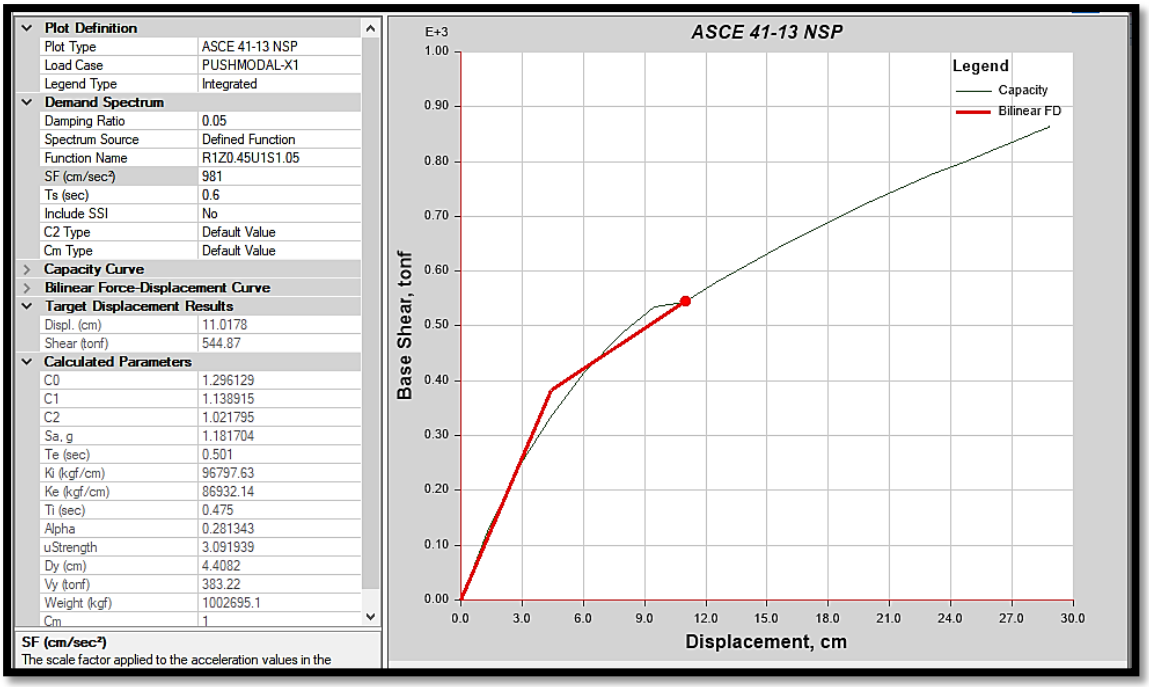
Siendo la deriva total menor a 1% y la deriva inelástica es despreciable, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

X1 –Estructura 1 optimizada

10% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 475 años

Figura 97: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 1 – X1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 11.02cm
- Desplazamiento elástico : 4.41cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 11.02/1500 = 0.0073

Deriva inelástica: (11.02-4.41)/1500 = 0.0044

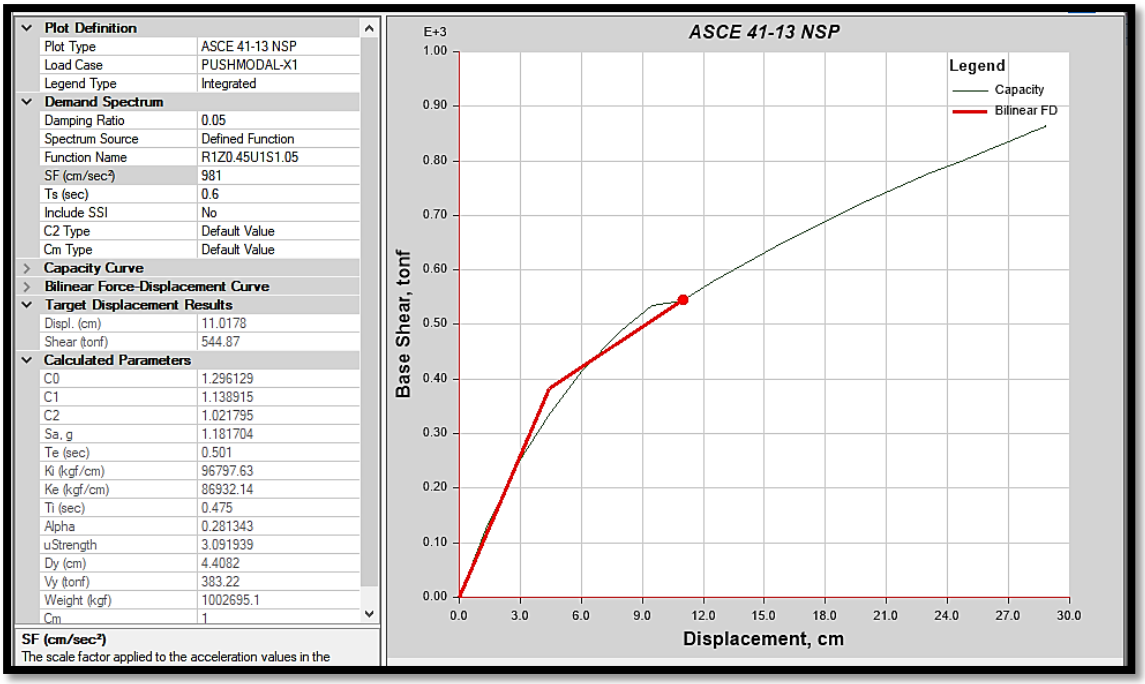
Siendo la deriva elástica menor a 2% y la deriva inelástica menor a 1%, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

X2 –Estructura 1 optimizada

10% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 475 años

Figura 98: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 1 – X2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 11.77cm
- Desplazamiento elástico : 3.58cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 11.77/1500 = 0.0078

Deriva inelástica: (11.77-3.58)/1500 = 0.0055

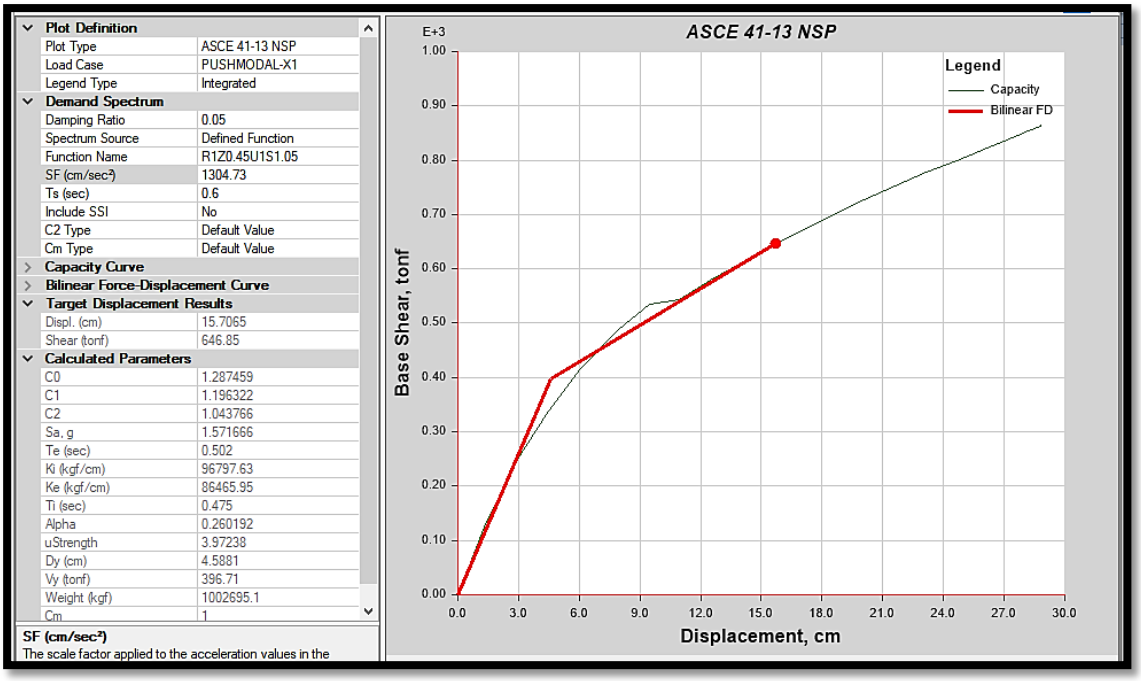
Siendo la deriva elástica menor a 2% y la deriva inelástica menor a 1%, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 440.

X1 –Estructura 1 optimizada

5% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años,

Período de retorno: T= 975 años

Figura 99: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 1 – X1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 15.71cm
- Desplazamiento elástico : 4.59cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 15.71/1500 = 0.0105

Deriva inelástica: (15.71-4.59)/1500 = 0.0074

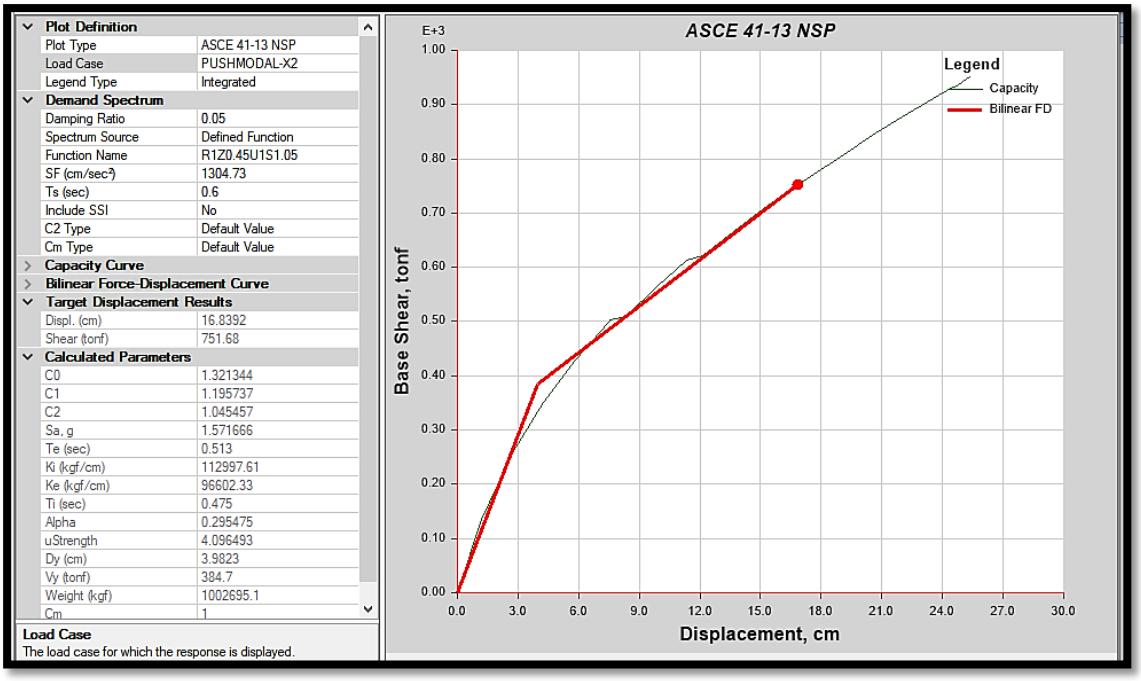
Siendo la deriva elástica y la deriva inelástica menor a 4%, cumple el desempeño de prevención de colapso según FEMA 356.

X2 –Estructura 1 optimizada

5% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años,

Período de retorno: T= 975 años

Figura 100: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 1 – X2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 16.84cm
- Desplazamiento elástico : 3.98cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 16.84/1500 = 0.0112

Deriva inelástica: (16.84-3.98)/1500 = 0.0086

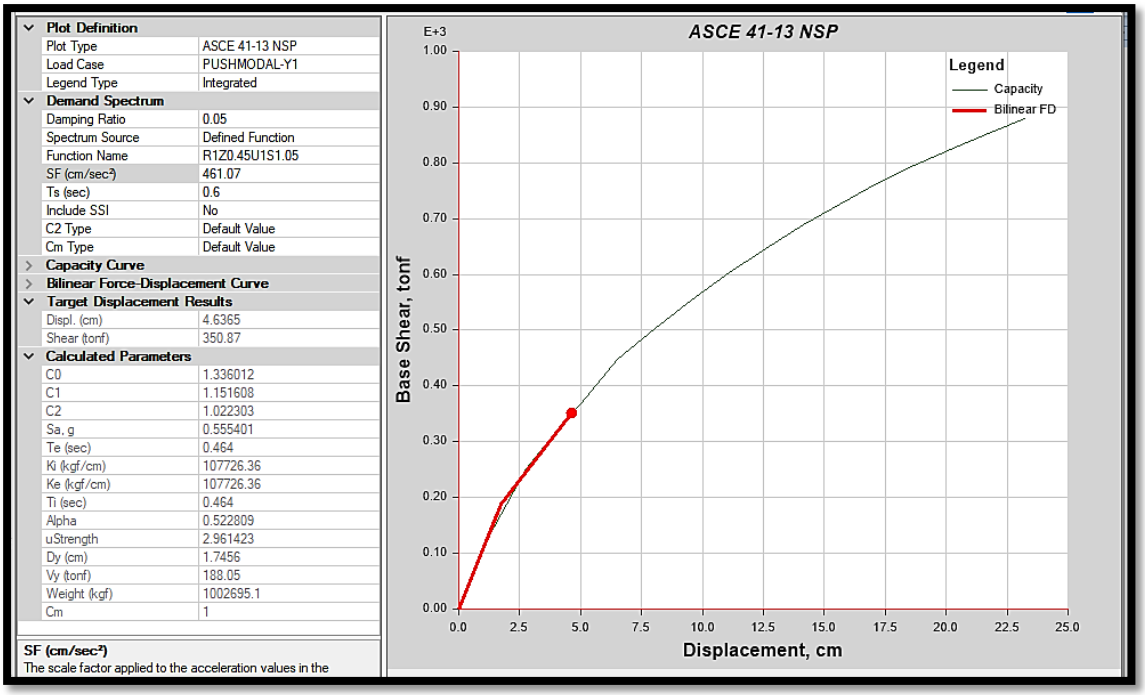
Siendo la deriva elástica y la deriva inelástica menor a 4%, cumple el desempeño de prevención de colapso según FEMA 356.

Y1 –Estructura 1 optimizada

50% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 75 años

Figura 101: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 1 – Y1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de servicio:

- Desplazamiento total : 4.64cm
- Desplazamiento elástico : 1.75cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 4.64/1500 = 0.0031

Deriva inelástica: (4.64-1.75)/1500 = 0.0019

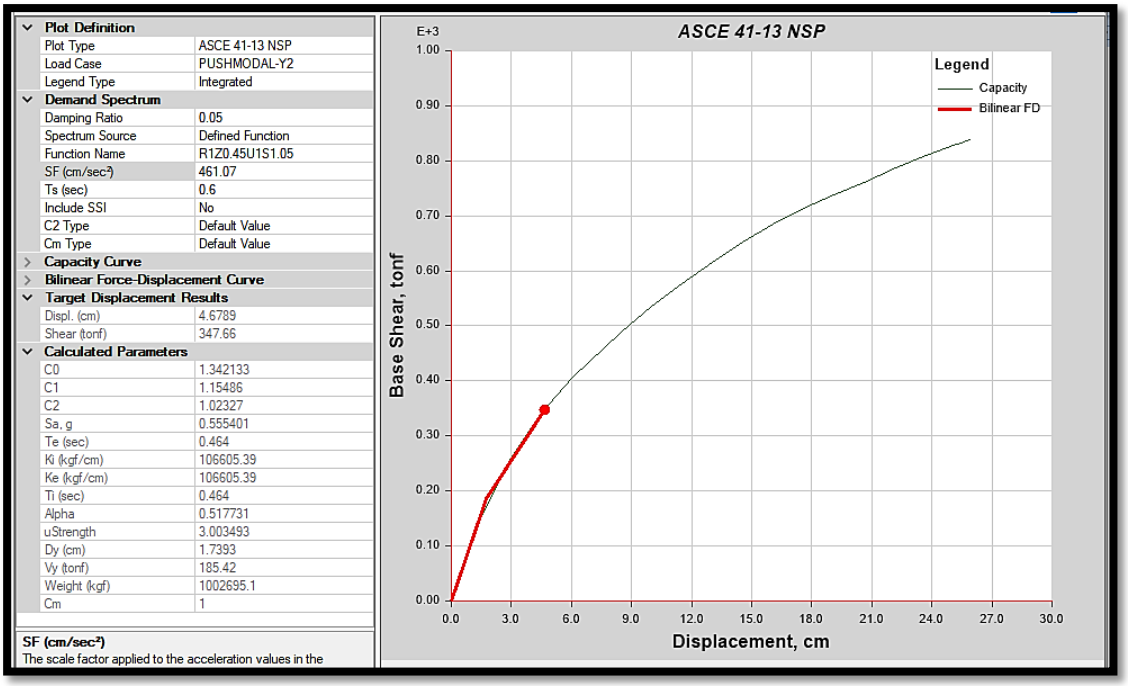
Siendo la deriva total menor a 1% y la deriva inelástica es despreciable, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

Y2 –Estructura 1 optimizada

50% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 75 años

Figura 102: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 1 – Y2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de servicio:

- Desplazamiento total : 4.68cm
- Desplazamiento elástico : 1.74cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 4.68/1500 = 0.0031

Deriva inelástica: (4.68-1.74)/1500 = 0.0020

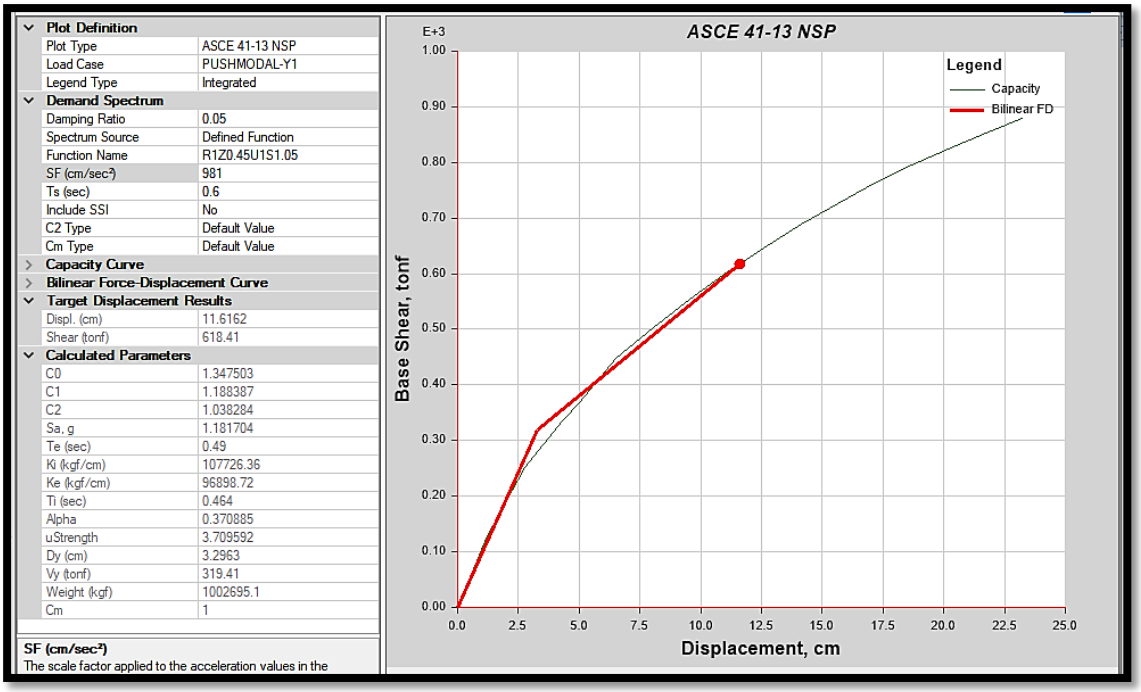
Siendo la deriva total menor a 1% y la deriva inelástica es despreciable, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

Y1 –Estructura 1 optimizada

10% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 475 años

Figura 103: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 1 – Y1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 11.61cm
- Desplazamiento elástico : 3.30cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 11.61/1500 = 0.0078

Deriva inelástica: (11.61-3.30)/1500 = 0.0055

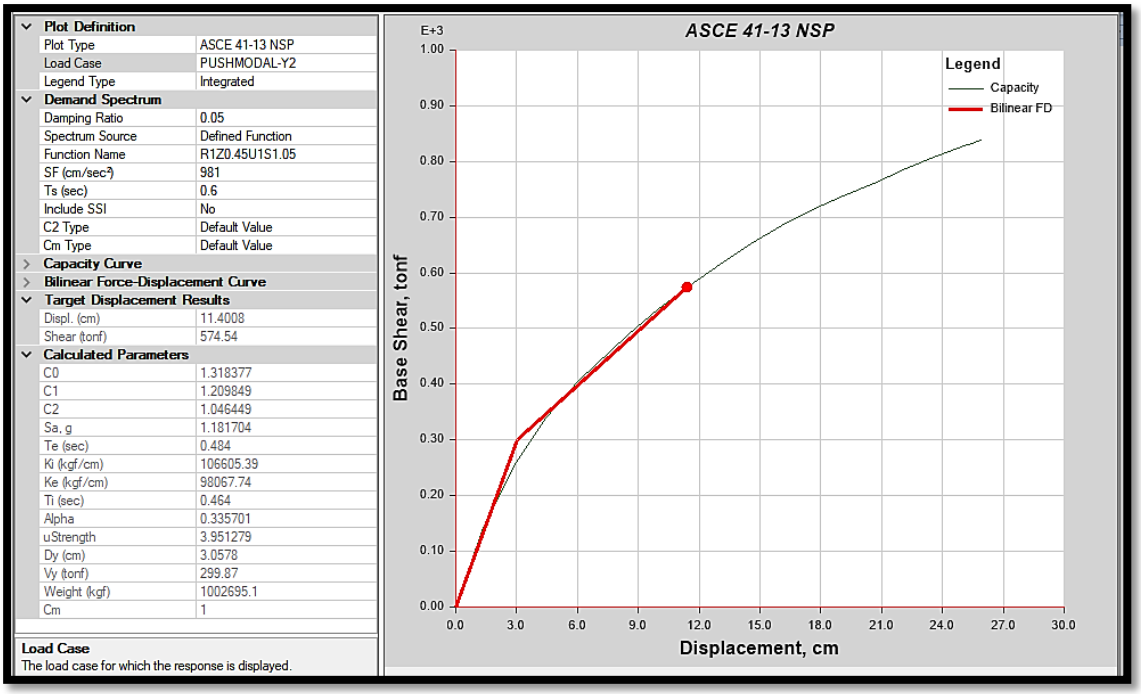
Siendo la deriva elástica menor a 2% y la deriva inelástica menor a 1%, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

Y2 –Estructura 1 optimizada

10% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 475 años

Figura 104: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 1 – Y2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 11.40cm
- Desplazamiento elástico : 3.06cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 11.40/1500 = 0.0076

Deriva inelástica: (11.40-3.06)/1500 = 0.0056

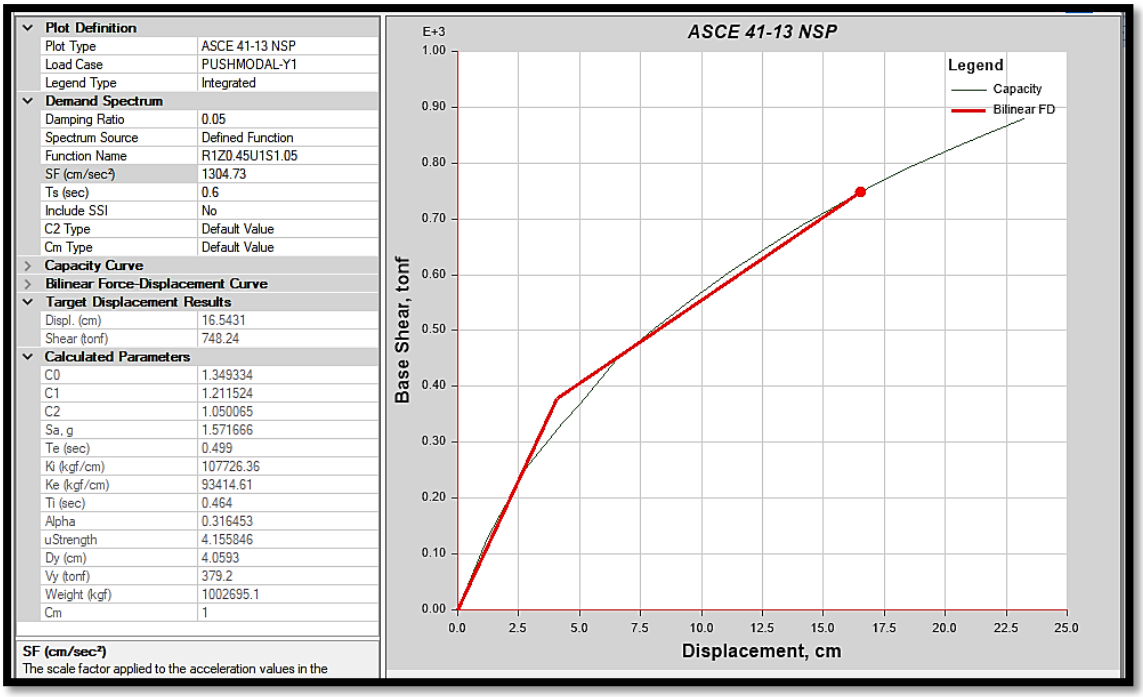
Siendo la deriva elástica menor a 2% y la deriva inelástica menor a 1%, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

Y1 –Estructura 1 optimizada

5% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años,

Período de retorno: T= 975 años

Figura 105: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 1 – Y1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 16.54cm
- Desplazamiento elástico : 4.06cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 16.54/1500 = 0.0110

Deriva inelástica: (16.54-4.06)/1500 = 0.0080

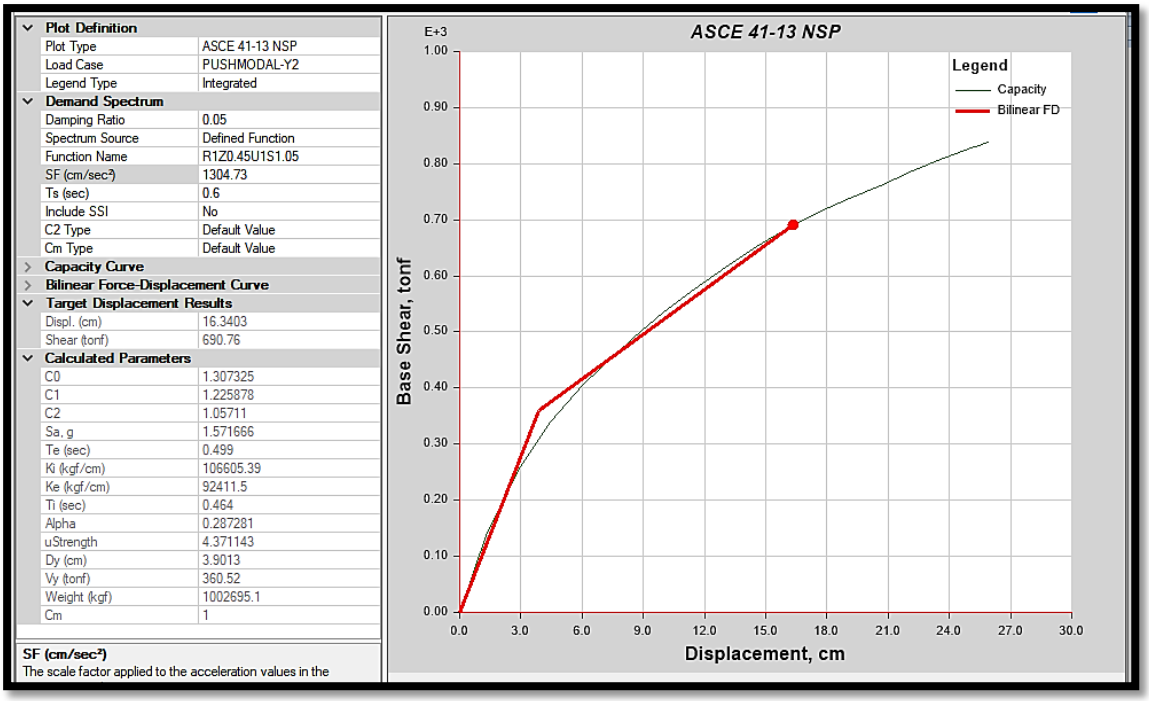
Siendo la deriva elástica y la deriva inelástica menor a 4%, cumple el desempeño de prevención de colapso según FEMA 356.

Y2 –Estructura 1 optimizada

5% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años,

Período de retorno: T= 975 años

Figura 106: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 1 – Y2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 16.34cm
- Desplazamiento elástico : 3.90cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 16.34/1500 = 0.0109

Deriva inelástica: (16.34-3.90)/1500 = 0.0083

Siendo la deriva elástica y la deriva inelástica menor a 4%, cumple el desempeño de prevención de colapso según FEMA 356.

SECUENCIA DE APARICIÓN DE ROTULAS – X1

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement											E1 X1 OP	
Step	**Monitored Displ cm**	**Base Force tonf**	**A-B**	**B-C**	**C-D**	**D-E**	**>E**	**A-IO**	**IO-LS**	**LS-CP**	**>CP**	**Total**
0	-0.0963	0	1722	0	0	0	0	1722	0	0	0	1722
1	-1.2873	124.61	1721	1	0	0	0	1722	0	0	0	1722
2	-2.81	242.2	1640	82	0	0	0	1722	0	0	0	1722
3	-4.3659	332.74	1533	189	0	0	0	1722	0	0	0	1722
4	-6.0112	414.46	1442	280	0	0	0	1722	0	0	0	1722
5	-7.931	488.94	1362	360	0	0	0	1716	6	0	0	1722
6	-9.451	534.75	1322	400	0	0	0	1707	15	0	0	1722
7	-10.971	543.8	1294	428	0	0	0	1665	57	0	0	1722
8	-12.491	578.67	1281	441	0	0	0	1632	90	0	0	1722
9	-14.011	611.8	1270	452	0	0	0	1588	134	0	0	1722
10	-15.531	643.59	1255	467	0	0	0	1551	171	0	0	1722
11	-17.051	671.84	1248	474	0	0	0	1525	197	0	0	1722
12	-18.571	699.71	1239	482	1	0	0	1516	206	0	0	1722
13	-20.091	726.76	1230	486	6	0	0	1494	228	0	0	1722

SECUENCIA DE APARICIÓN DE ROTULAS – X2

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement											E1 X2 OP	
Step	**Monitored Displ cm**	**Base Force tonf**	**A-B**	**B-C**	**C-D**	**D-E**	**>E**	**A-IO**	**IO-LS**	**LS-CP**	**>CP**	**Total**
0	-0.0963	0	1722	0	0	0	0	1722	0	0	0	1722
1	1.2031	135.95	1721	1	0	0	0	1722	0	0	0	1722
2	2.7486	258.52	1642	80	0	0	0	1722	0	0	0	1722
3	4.2711	350.01	1537	185	0	0	0	1722	0	0	0	1722
4	5.8338	428.66	1486	236	0	0	0	1719	3	0	0	1722
5	7.4603	498.19	1418	304	0	0	0	1716	6	0	0	1722
6	7.5644	502.24	1413	309	0	0	0	1716	6	0	0	1722
7	8.3244	510.14	1381	341	0	0	0	1706	16	0	0	1722
8	9.8444	564.16	1341	381	0	0	0	1701	21	0	0	1722
9	11.3644	612.46	1312	410	0	0	0	1681	41	0	0	1722
10	12.1244	621.18	1302	420	0	0	0	1663	59	0	0	1722
11	13.6444	665.34	1270	452	0	0	0	1621	101	0	0	1722
12	15.1644	707.22	1257	465	0	0	0	1569	153	0	0	1722
13	16.6844	747.86	1240	481	1	0	0	1545	177	0	0	1722
14	18.9644	804.05	1215	503	3	0	1	1517	203	2	0	1722
15	20.6744	847.16	1192	522	5	1	2	1495	225	2	0	1722

Se comprueba que antes de llegar al de desplazamiento para un sismo de servicio (X1=4.75cm, X2=4.77cm), no existen rotulas que superen el límite de “ocupación inmediata”.

Previo a alcanzar el desplazamiento para un sismo de diseño (X1=11.02cm, X2=11.77cm), no hay rotulas que pasan el tope de “seguridad de vida”

Antes de lograr el desplazamiento para un sismo máximo (X1=15.71cm, Y2=16.84cm), no hay rotulas que rebasan la frontera de “prevención del colapso”, pero cercano sí, es la columna Eje D-6 extremo superior del primer piso,

De 3 rotula que necesitaban un poco más de holgura de seguridad en esta dirección, se logró optimizar 2 de estas.

SECUENCIA DE APARICIÓN DE ROTULAS – Y1

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												E1 Y1 OP
Step	**Monitored Displ cm**	**Base Force tonf**	**A-B**	**B-C**	**C-D**	**D-E**	**>E**	**A-IO**	**IO-LS**	**LS-CP**	**>CP**	**Total**
0	0.0067	0	1722	0	0	0	0	1722	0	0	0	1722
1	-1.2018	129.47	1721	1	0	0	0	1722	0	0	0	1722
2	-2.744	251.25	1661	61	0	0	0	1722	0	0	0	1722
3	-4.2943	334.94	1537	185	0	0	0	1722	0	0	0	1722
4	-4.9944	367.52	1505	217	0	0	0	1722	0	0	0	1722
5	-4.9952	367.69	1505	217	0	0	0	1722	0	0	0	1722
6	-6.5152	448.1	1453	269	0	0	0	1714	8	0	0	1722
7	-8.0352	502.86	1427	295	0	0	0	1708	14	0	0	1722
8	-9.5552	554.33	1399	323	0	0	0	1701	21	0	0	1722
9	-11.0752	602.64	1360	362	0	0	0	1695	27	0	0	1722
10	-12.5952	646.96	1337	385	0	0	0	1680	42	0	0	1722
11	-14.1152	688.49	1309	413	0	0	0	1634	88	0	0	1722
12	-15.6352	726.56	1290	432	0	0	0	1605	117	0	0	1722
13	-17.1552	762.85	1268	453	1	0	0	1574	148	0	0	1722
14	-18.6752	795.79	1247	470	2	1	2	1537	182	3	0	1722
15	-20.1952	824.47	1230	485	2	3	2	1511	205	6	0	1722

SECUENCIA DE APARICIÓN DE ROTULAS – Y2

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												E1 Y2 OP
Step	**Monitored Displ cm**	**Base Force tonf**	**A-B**	**B-C**	**C-D**	**D-E**	**>E**	**A-IO**	**IO-LS**	**LS-CP**	**>CP**	**Total**
0	0.0067	0	1722	0	0	0	0	1722	0	0	0	1722
1	1.3501	143.93	1721	1	0	0	0	1722	0	0	0	1722
2	2.8815	254.29	1648	74	0	0	0	1722	0	0	0	1722
3	4.4651	338.46	1530	192	0	0	0	1722	0	0	0	1722
4	6.0491	406.61	1463	259	0	0	0	1722	0	0	0	1722
5	8.4664	488.71	1407	315	0	0	0	1714	8	0	0	1722
6	9.9864	534.82	1377	345	0	0	0	1706	16	0	0	1722
7	11.5064	577.5	1339	383	0	0	0	1688	34	0	0	1722
8	13.0264	615.66	1314	408	0	0	0	1662	60	0	0	1722
9	14.5464	651.49	1297	425	0	0	0	1633	89	0	0	1722
10	16.0664	685.9	1272	450	0	0	0	1597	125	0	0	1722
11	17.5864	712.84	1257	464	1	0	0	1565	157	0	0	1722
12	19.1064	737.27	1244	473	3	0	2	1537	183	2	0	1722

Se comprueba que antes de llegar al de desplazamiento para un sismo de servicio (Y1=4.64cm, Y2=4.68cm), no existen rotulas que superen el límite de “ocupación inmediata”.

Previo a alcanzar el desplazamiento para un sismo de diseño (Y1=11.61cm, Y2=11.40cm), no hay rotulas que pasan el tope de “seguridad de vida”

Antes de lograr el desplazamiento para un sismo máximo (Y1=16.59cm, Y2=17.14cm), hay 1 rotulas que se encuentra en el rango C-D del diagrama, es el extremo de la viga eje 1 entre A y B, piso 2.

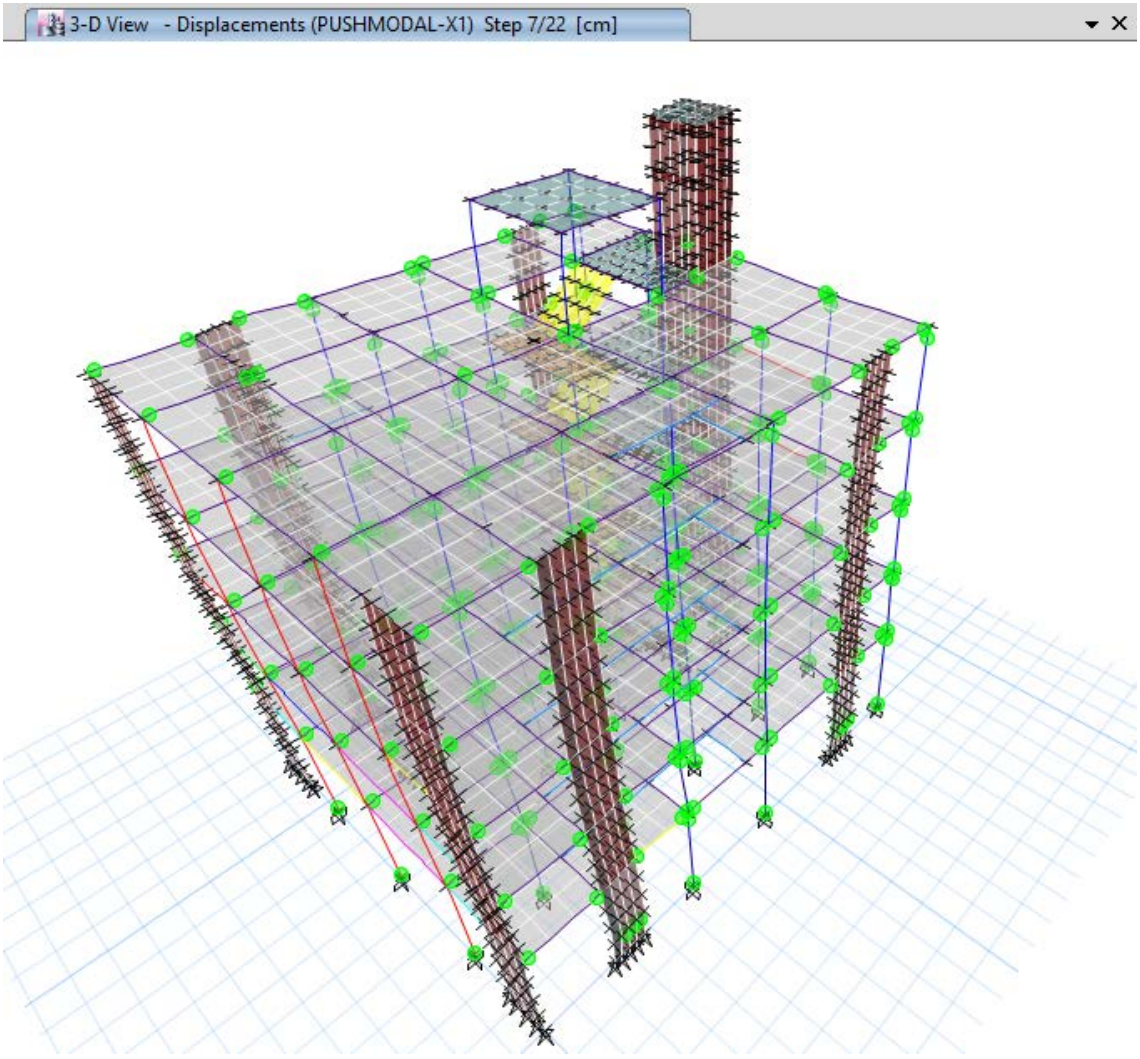
De las 6 rotulas que se esperaba mejorar en esta dirección, se llegaron a optimizar 5, esta es complicada de mejor su comportamiento debido a que cuando se da mayor resistencia a una viga que esta al costa de un muro de corte, más se concentran los esfuerzos en la zona al mismo tiempo.

Se revisa la condición en que se encuentra las rotulas ante una amenaza sísmica de diseño

Sismo de diseño: Desplazamiento X1=11.02cm

Step N°7 - Desplazamiento X1= 10.97cm

Figura 107: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 1 optimizada – X1



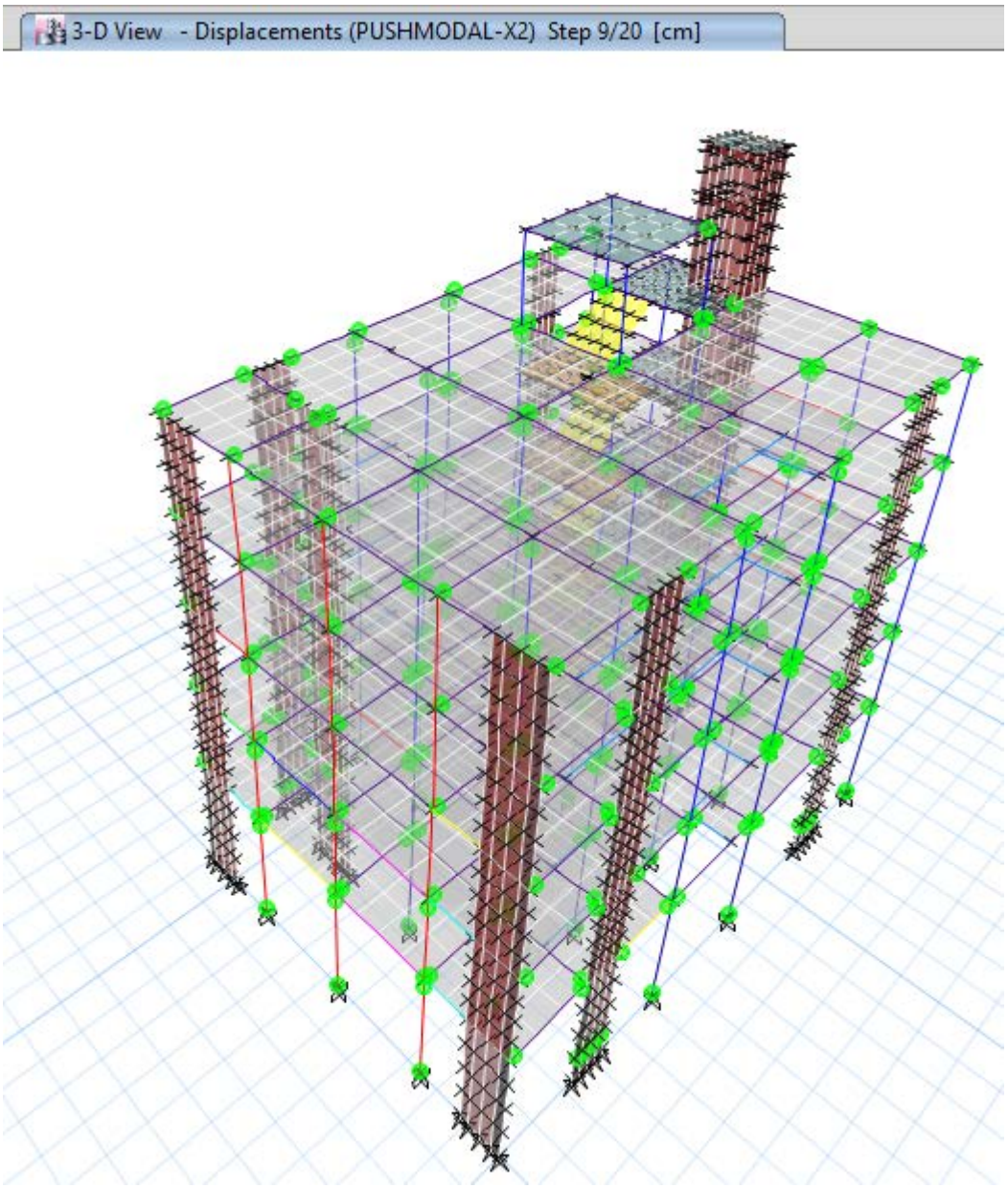
Fuente: Propia

Todas las rotulas se encuentran en el rango B-C y IO-LS, cumpliendo con los límites permitidos.

Sismo de diseño: Desplazamiento X2=11.77cm

Step N°9 - Desplazamiento X2= 11.36cm

Figura 108: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 1 optimizada – X2



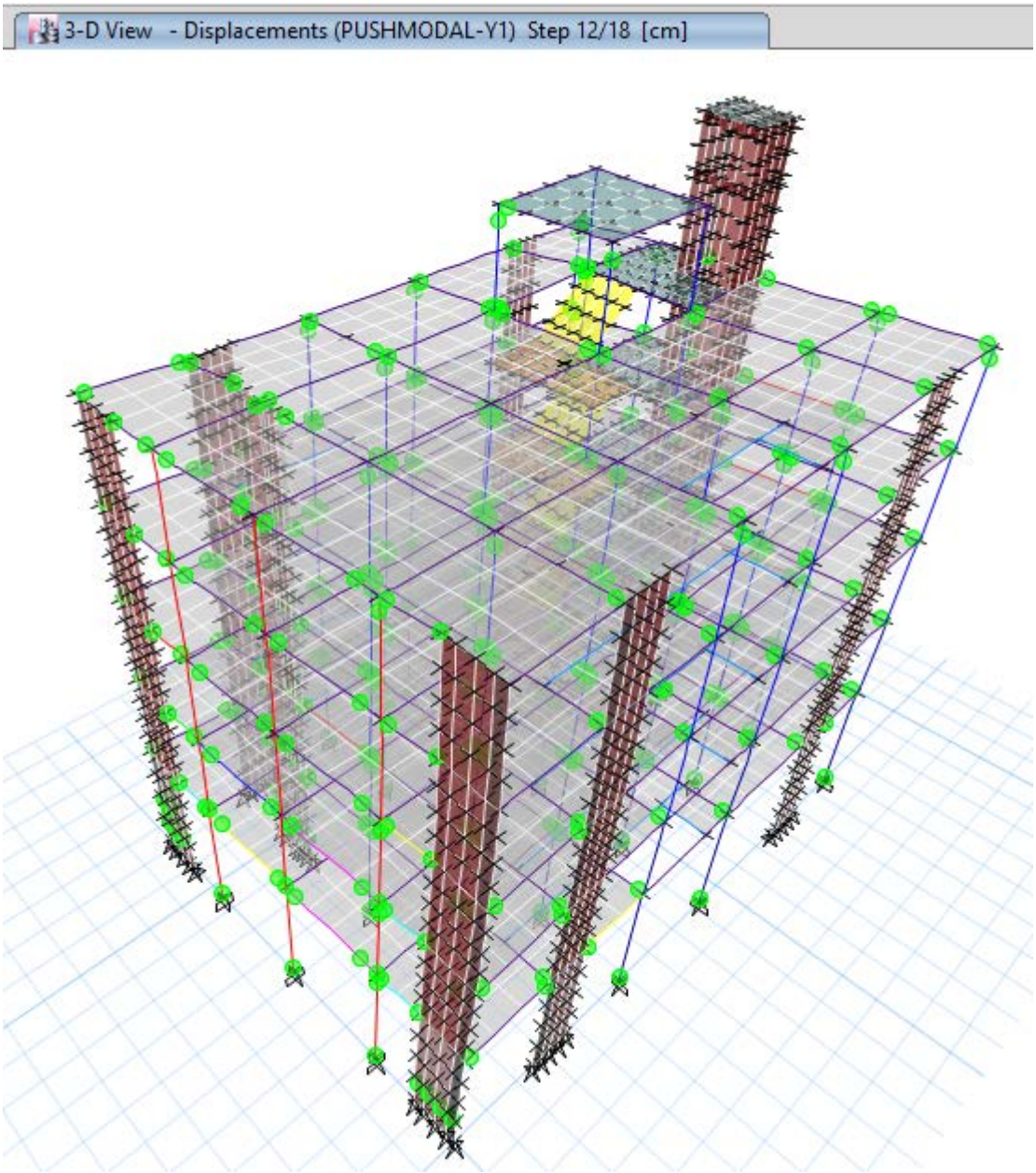
Fuente: Propia

Todas las rotulas se encuentran en el rango B-C y IO-LS, cumpliendo con los límites permitidos.

Sismo de diseño: Desplazamiento Y1=11.61cm

Step N°12 - Desplazamiento Y1= 10.61cm

Figura 109: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 1 optimizada – Y1



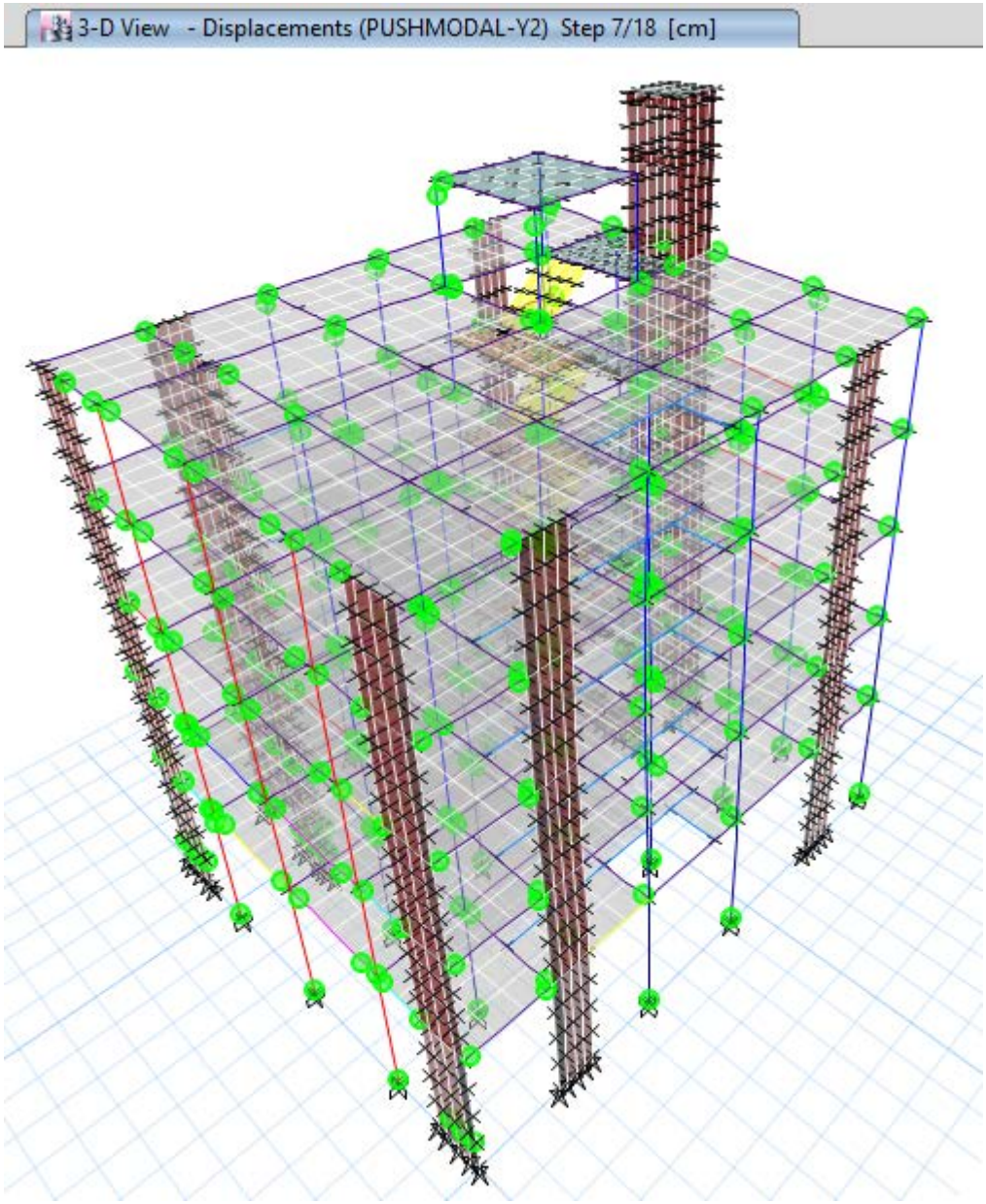
Fuente: Propia

Todas las rotulas se encuentran en el rango B-C y IO-LS, cumpliendo con los límites permitidos.

Sismo de diseño: Desplazamiento Y2=11.40cm

Step N°7 - Desplazamiento Y2= 11.07cm

Figura 110: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 1 optimizada – Y2



Fuente: Propia

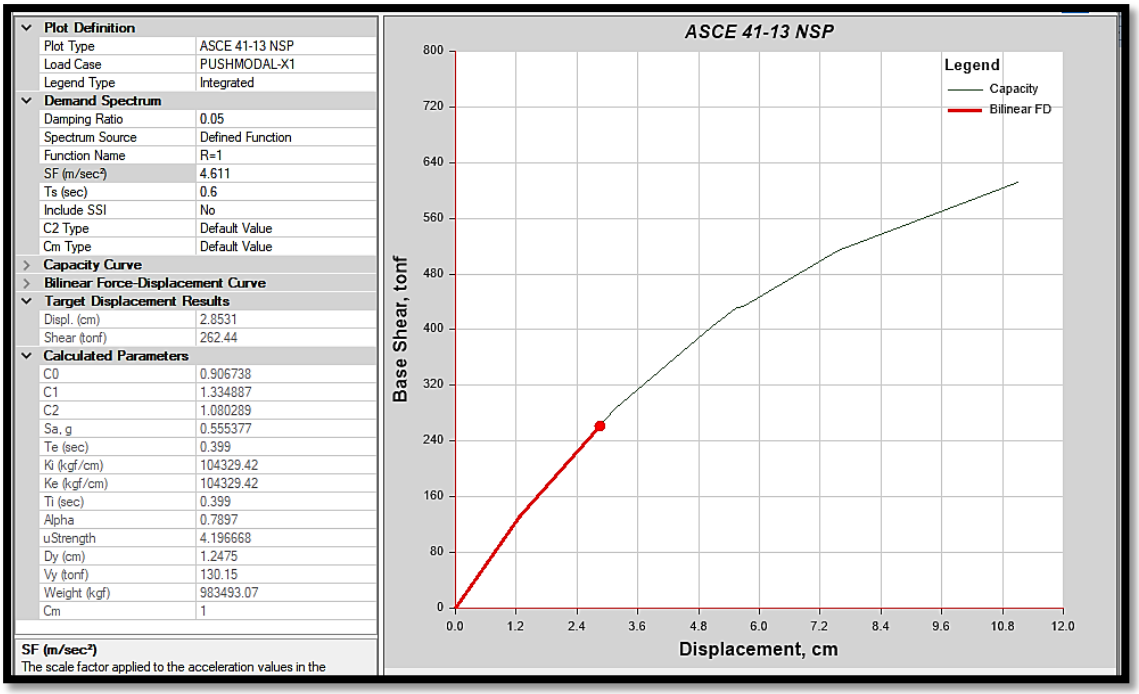
Todas las rotulas se encuentran en el rango B-C y IO-LS, cumpliendo con los límites permitidos.

X1 –Estructura 2 optimizada

50% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 75 años

Figura 111: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 2 – X1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de servicio:

- Desplazamiento total : 2.85cm
- Desplazamiento elástico : 1.25cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 2.85/1500 = 0.0019

Deriva inelástica: (2.85-1.25)/1500 = 0.0011

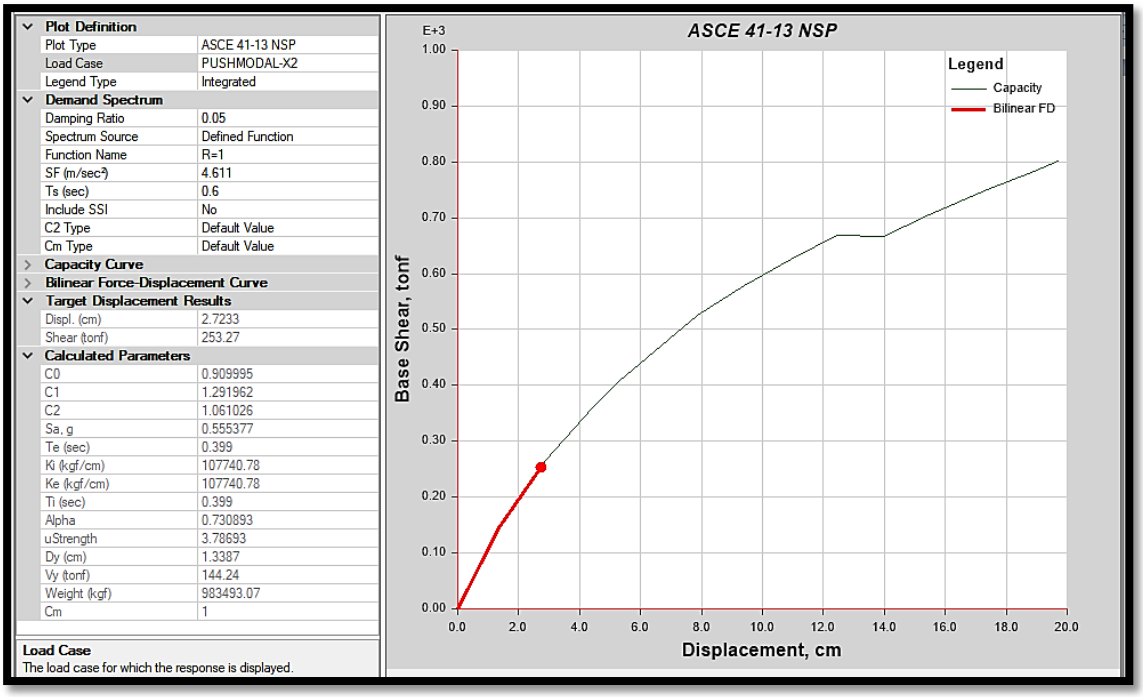
Siendo la deriva total menor a 1% y la deriva inelástica es despreciable, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

X2 –Estructura 2 optimizada

50% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 75 años

Figura 112: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 2 – X2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de servicio:

- Desplazamiento total : 2.72cm
- Desplazamiento elástico : 1.34cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 2.72/1500 = 0.0018

Deriva inelástica: (2.72-1.34)/1500 = 0.0009

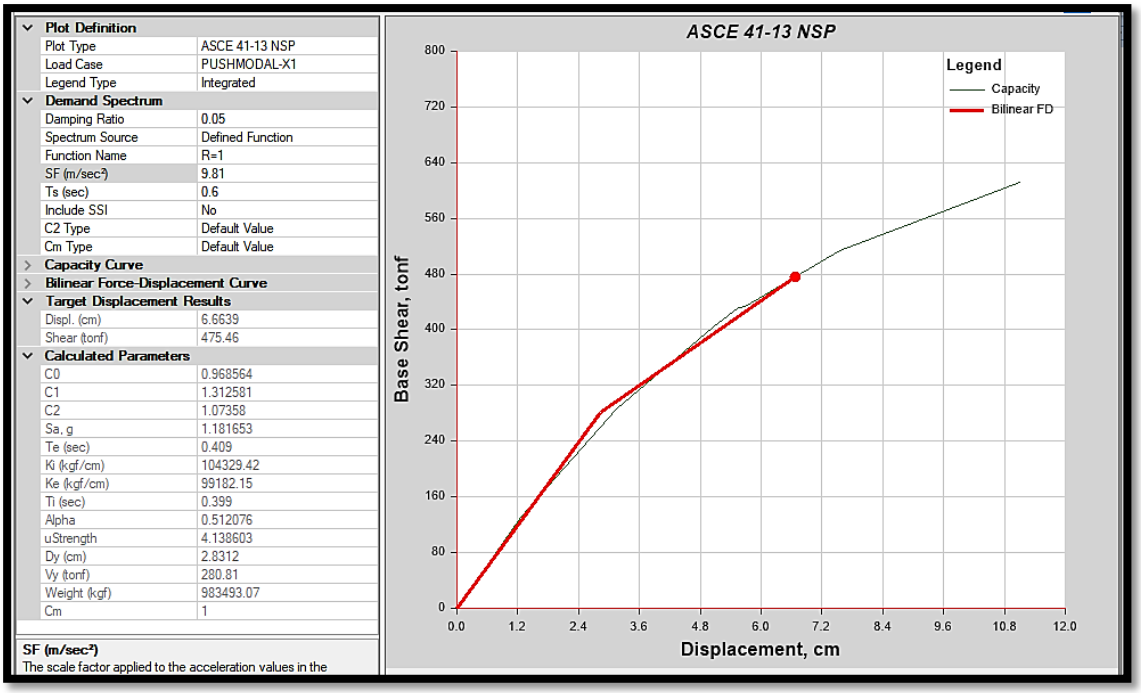
Siendo la deriva total menor a 1% y la deriva inelástica es despreciable, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

X1 –Estructura 2 optimizada

10% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 475 años

Figura 113: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 2 – X1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 6.66cm
- Desplazamiento elástico : 2.83cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 6.66/1500 = 0.0044

Deriva inelástica: (6.66-2.83)/1500 = 0.0026

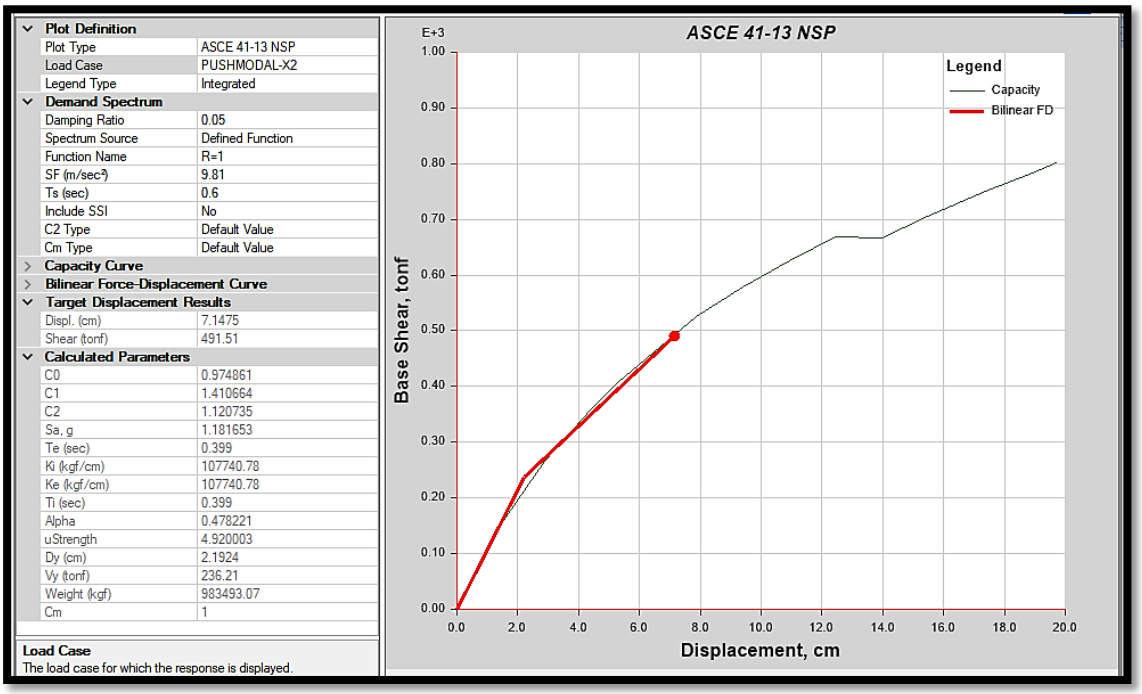
Siendo la deriva elástica menor a 2% y la deriva inelástica menor a 1%, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

X2 –Estructura 2 optimizada

10% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 475 años

Figura 114: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 2 – X2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 7.15cm
- Desplazamiento elástico : 2.19cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 7.15/1500 = 0.0048

Deriva inelástica: (7.15-2.19)/1500 = 0.0033

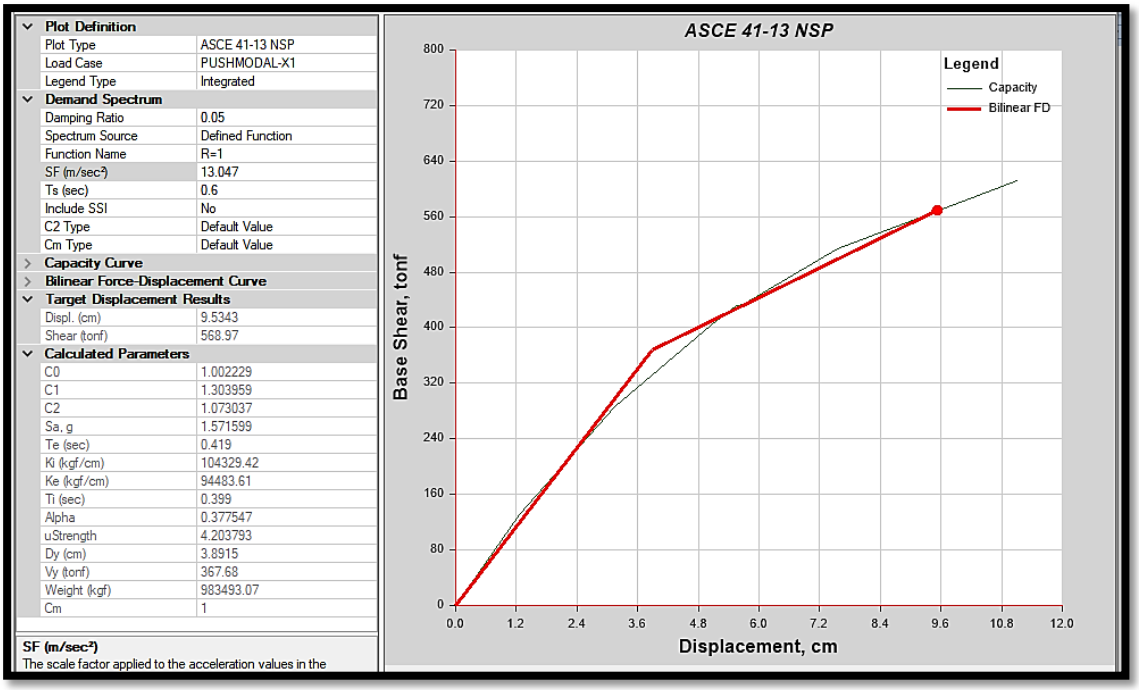
Siendo la deriva elástica menor a 2% y la deriva inelástica menor a 1%, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

X1 –Estructura 2 optimizada

5% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años,

Período de retorno: T= 975 años

Figura 115: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 2 – X1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 9.53cm
- Desplazamiento elástico : 3.89cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 9.53/1500 = 0.0064

Deriva inelástica: (9.53-3.89)/1500 = 0.0038

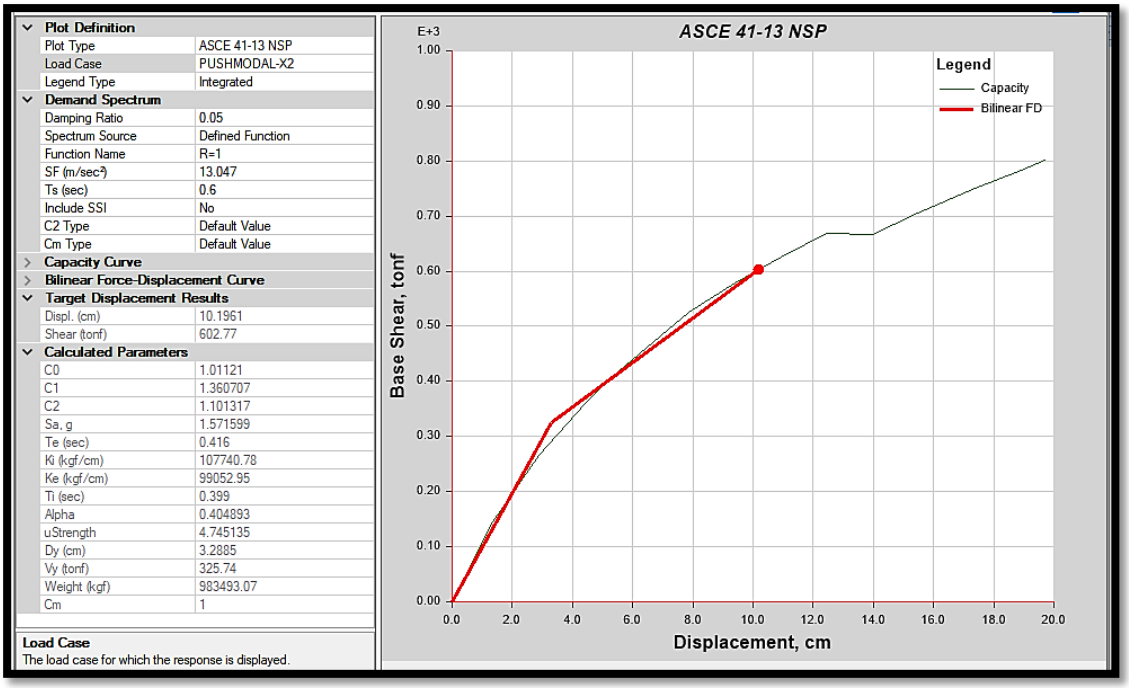
Siendo la deriva elástica y la deriva inelástica menor a 4%, cumple el desempeño de prevención de colapso según FEMA 356.

X2 –Estructura 2 optimizada

5% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años,

Período de retorno: T= 975 años

Figura 116: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 2 – X2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 10.20cm
- Desplazamiento elástico : 3.29cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 10.20/1500 = 0.0068

Deriva inelástica: (10.20-3.29)/1500 = 0.0046

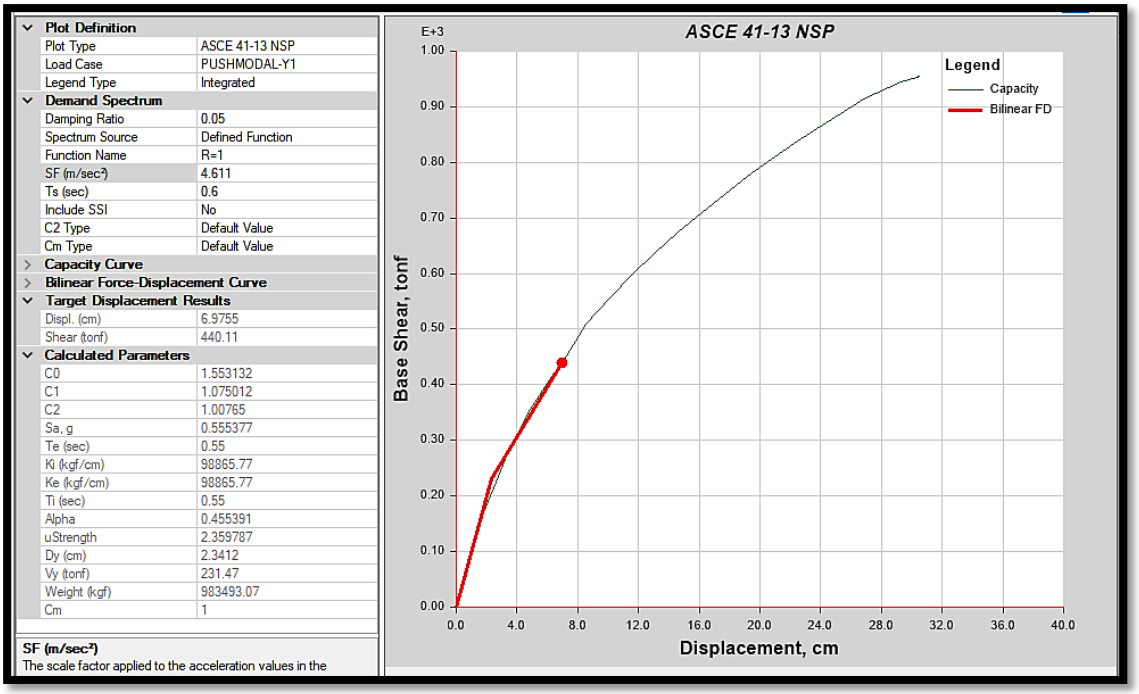
Siendo la deriva elástica y la deriva inelástica menor a 4%, cumple el desempeño de prevención de colapso según FEMA 356.

Y1 –Estructura 2 optimizada

50% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 75 años

Figura 117: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 2 – Y1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de servicio:

- Desplazamiento total : 6.98cm
- Desplazamiento elástico : 2.34cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 6.98/1500 = 0.0047

Deriva inelástica: (6.98-2.34)/1500 = 0.0031

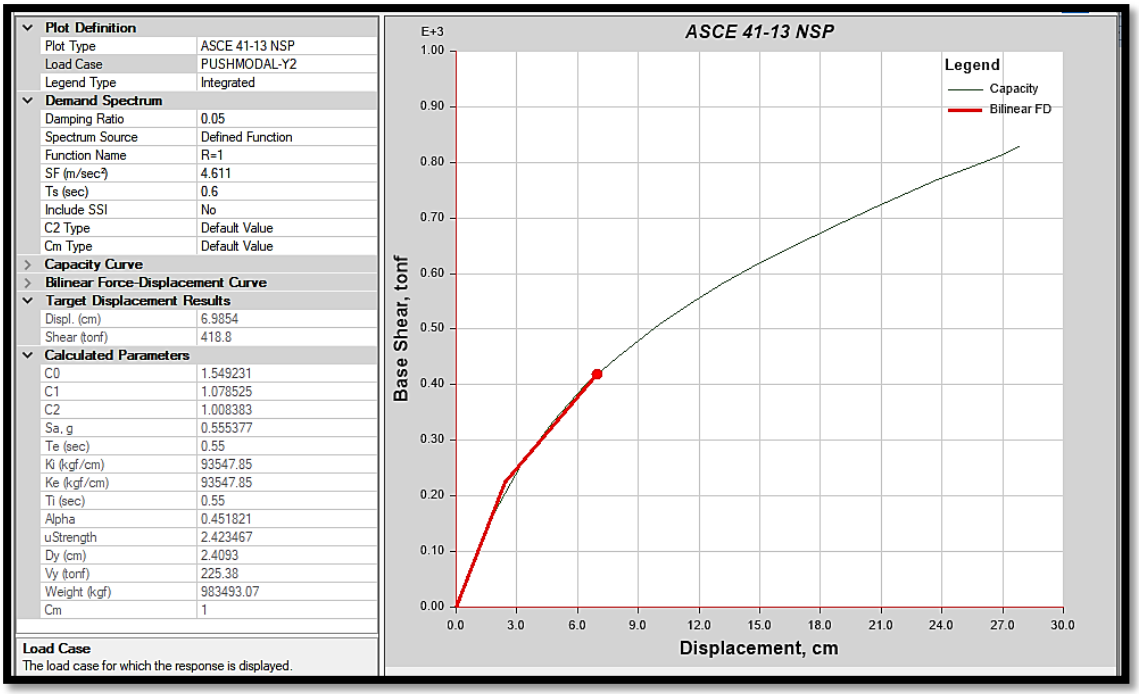
Siendo la deriva total menor a 1% y la deriva inelástica es despreciable, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

Y2 –Estructura 2 optimizada

50% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 75 años

Figura 118: Punto de desempeño ante sismo de servicio, Estructura 2 – Y2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de servicio:

- Desplazamiento total : 6.99cm
- Desplazamiento elástico : 2.41cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 6.99/1500 = 0.0047

Deriva inelástica: (6.99-2.41)/1500 = 0.0031

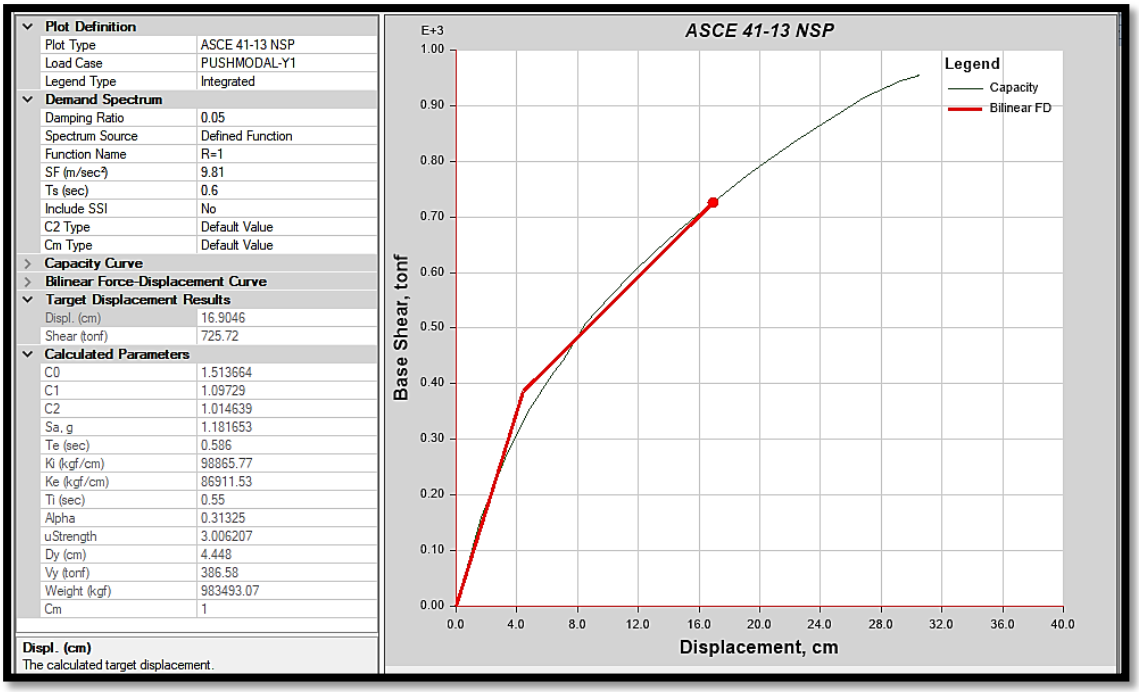
Siendo la deriva total menor a 1% y la deriva inelástica es despreciable, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 440.

Y1 –Estructura 2 optimizada

10% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 475 años

Figura 119: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 2 – Y1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 16.90cm
- Desplazamiento elástico : 4.45cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 16.90/1500 = 0.0113

Deriva inelástica: (16.90-4.45)/1500 = 0.0083

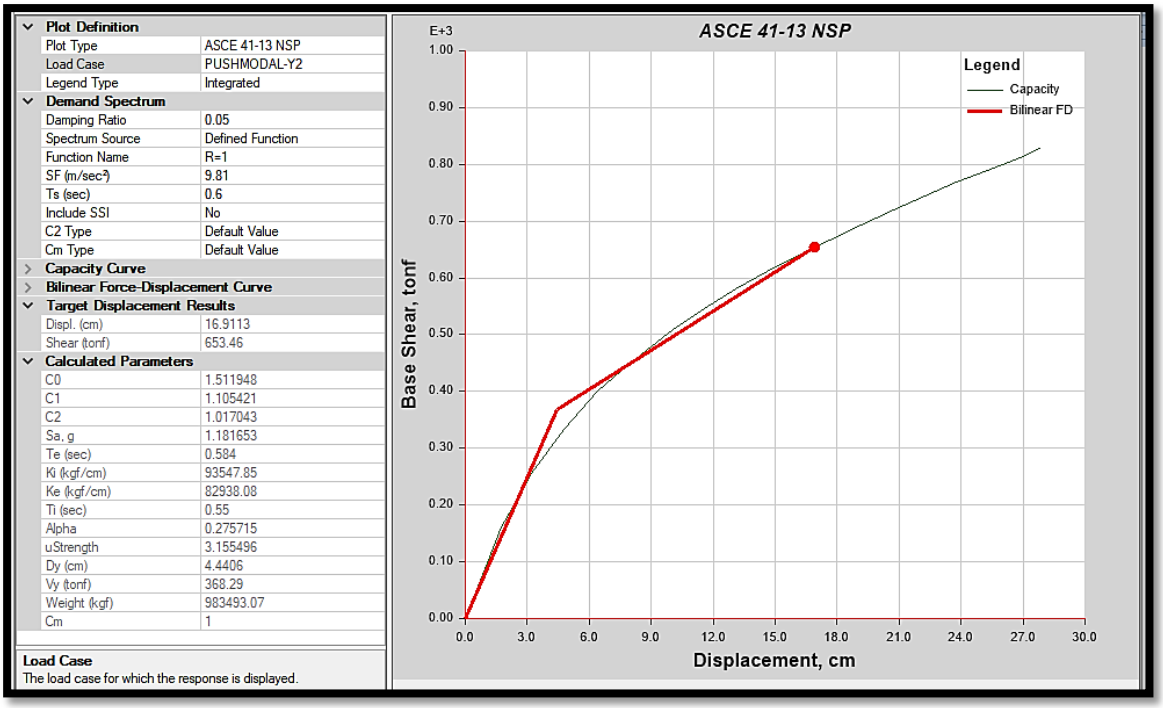
Siendo la deriva elástica menor a 2% y la deriva inelástica menor a 1%, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

Y2 –Estructura 2 optimizada

10% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años

Período de retorno: T= 475 años

Figura 120: Punto de desempeño ante sismo de diseño, Estructura 2 – Y2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 16.91cm
- Desplazamiento elástico : 4.44cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 16.91/1500 = 0.0113

Deriva inelástica: (16.91-4.44)/1500 = 0.0083

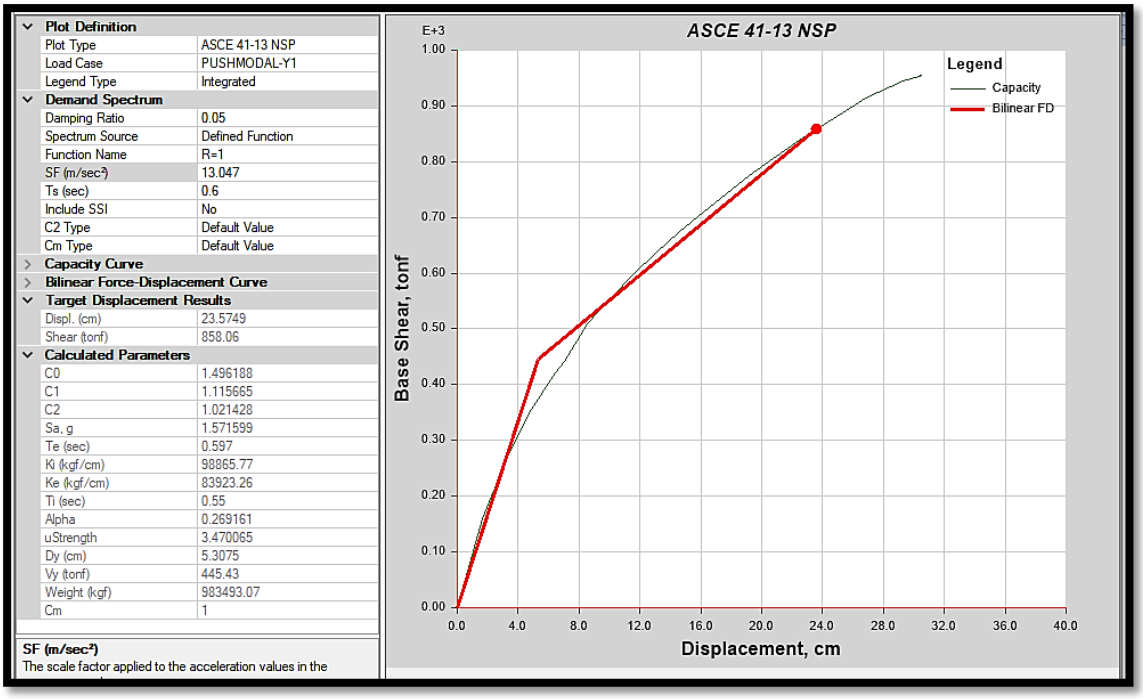
Siendo la deriva elástica menor a 2% y la deriva inelástica menor a 1%, cumple el desempeño de ocupación inmediata según FEMA 356.

Y1 –Estructura 2 optimizada

5% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años,

Período de retorno: T= 975 años

Figura 121: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 2 – Y1



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 23.57cm
- Desplazamiento elástico : 5.31cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 23.57/1500 = 0.0157

Deriva inelástica: (23.57-5.31)/1500 = 0.0122

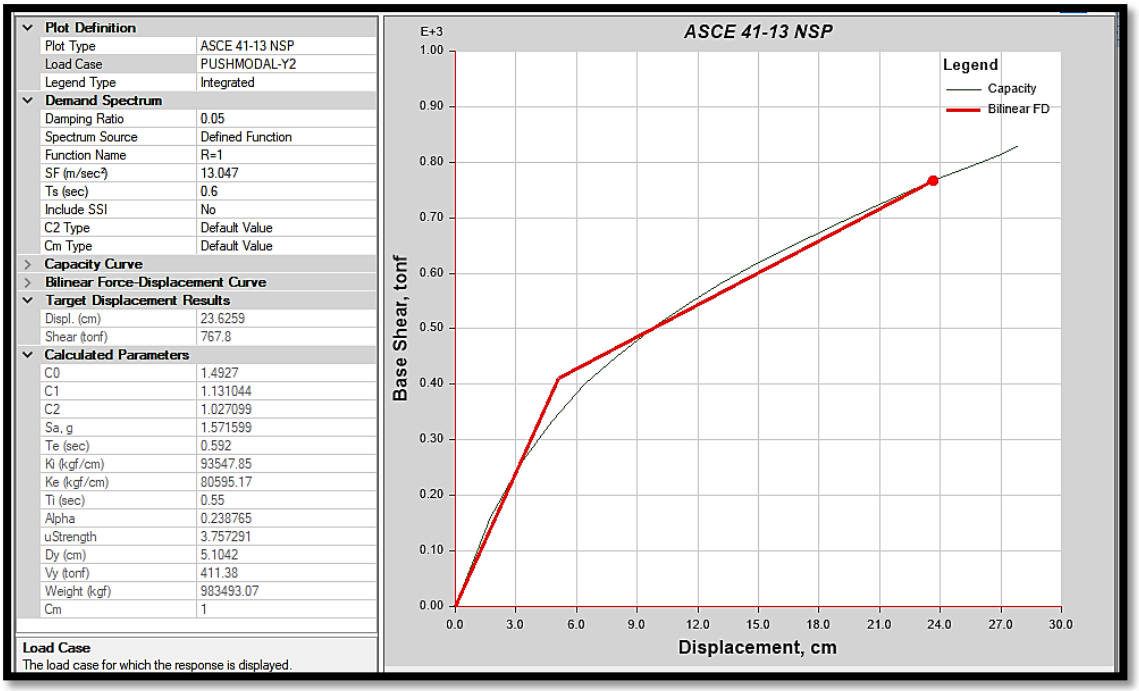
Siendo la deriva elástica y la deriva inelástica menor a 4%, cumple el desempeño de prevención de colapso según FEMA 356.

Y2 –Estructura 2 optimizada

5% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años,

Período de retorno: T= 975 años

Figura 122: Punto de desempeño ante sismo máximo, Estructura 2 – Y2



Fuente: Propia

Desplazamiento ante sismo de diseño:

- Desplazamiento total : 23.63cm
- Desplazamiento elástico : 5.10cm
- Altura de edificación : 15m

Deriva total: 23.63/1500 = 0.0158

Deriva inelástica: (23.63-5.10)/1500 = 0.0123

Siendo la deriva elástica y la deriva inelástica menor a 4%, cumple el desempeño de prevención de colapso según FEMA 356.

SECUENCIA DE APARICIÓN DE ROTULAS – X1

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												E2 X1 OP
Step	Monitored Displ cm	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0.0208	0	1612	0	0	0	0	1612	0	0	0	1612
1	1.2475	130.15	1611	1	0	0	0	1612	0	0	0	1612
2	3.1437	286.38	1523	89	0	0	0	1612	0	0	0	1612
3	5.0542	404.44	1398	214	0	0	0	1612	0	0	0	1612
4	5.5615	431.8	1374	238	0	0	0	1612	0	0	0	1612
5	5.6896	434.34	1370	242	0	0	0	1612	0	0	0	1612
6	7.5561	513.12	1271	341	0	0	0	1609	3	0	0	1612
7	10.3261	591.32	1179	433	0	0	0	1567	45	0	0	1612
8	11.1008	612.33	1165	447	0	0	0	1551	61	0	0	1612

SECUENCIA DE APARICIÓN DE ROTULAS – X2

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												E2 X2 OP
Step	Monitored Displ cm	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0.0208	0	1612	0	0	0	0	1612	0	0	0	1612
1	-1.3387	144.24	1610	2	0	0	0	1612	0	0	0	1612
2	-2.8866	266.13	1534	78	0	0	0	1612	0	0	0	1612
3	-4.434	360.79	1426	186	0	0	0	1612	0	0	0	1612
4	-5.2887	406.73	1384	228	0	0	0	1610	2	0	0	1612
5	-5.2895	406.65	1382	230	0	0	0	1610	2	0	0	1612
6	-7.8825	525.09	1255	357	0	0	0	1599	13	0	0	1612
7	-9.4025	578.06	1218	394	0	0	0	1596	16	0	0	1612
8	-10.9225	625.38	1190	422	0	0	0	1574	38	0	0	1612
9	-12.4425	669.65	1156	456	0	0	0	1545	67	0	0	1612
10	-13.9625	665.99	1126	486	0	0	0	1479	133	0	0	1612

Se comprueba que antes de llegar al de desplazamiento para un sismo de servicio (X1=2.85cm, X2=2.72cm), no existen rotulas que superen el límite de “ocupación inmediata”.

Previo a alcanzar el desplazamiento para un sismo de diseño (X1=6.66cm, X2=7.15cm), no hay rotulas que pasan el tope de “seguridad de vida”

Antes de lograr el desplazamiento para un sismo máximo (X1=9.53cm, X2=10.20cm), no hay rotulas que rebasan la frontera de “prevención del colapso”

Se logró optimizar la única rotula que se consideraba un problema para poder cumplir los 3 niveles de amenaza sísmica, en esta dirección cumple los 3 objetivos

SECUENCIA DE APARICIÓN DE ROTULAS – Y1

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												E2 Y1 OP
Step	Monitored Displ cm	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0.042	0	1612	0	0	0	0	1612	0	0	0	1612
1	-1.478	146.12	1612	0	0	0	0	1612	0	0	0	1612
2	-1.6474	160.28	1611	1	0	0	0	1612	0	0	0	1612
3	-3.1895	266.85	1540	72	0	0	0	1612	0	0	0	1612
4	-4.7474	350.02	1423	189	0	0	0	1612	0	0	0	1612
5	-6.4394	421.18	1338	274	0	0	0	1606	6	0	0	1612
6	-7.0416	442.45	1320	292	0	0	0	1603	9	0	0	1612
7	-7.0423	442.24	1319	293	0	0	0	1603	9	0	0	1612
8	-8.5623	508.65	1272	340	0	0	0	1601	11	0	0	1612
9	-10.0823	555.64	1232	380	0	0	0	1584	28	0	0	1612
10	-11.6023	598.72	1199	413	0	0	0	1566	46	0	0	1612
11	-13.1223	638.2	1168	444	0	0	0	1550	62	0	0	1612
12	-14.6423	674.45	1149	463	0	0	0	1523	89	0	0	1612
13	-16.1623	709.41	1132	480	0	0	0	1500	112	0	0	1612
14	-17.6823	742.8	1119	493	0	0	0	1455	157	0	0	1612
15	-19.2023	774.83	1108	504	0	0	0	1422	190	0	0	1612
16	-20.7223	806.28	1095	513	4	0	0	1392	220	0	0	1612
17	-22.2423	834.11	1086	520	6	0	0	1374	236	2	0	1612
18	-23.7623	861.43	1072	531	8	0	1	1351	257	4	0	1612
19	-25.2823	887.91	1059	540	8	2	3	1338	268	6	0	1612
20	-26.8023	913.71	1039	555	12	2	4	1329	275	8	0	1612

SECUENCIA DE APARICIÓN DE ROTULAS – Y2

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement											E2 Y2 OP	
Step	**Monitored Displ cm**	**Base Force tonf**	**A-B**	**B-C**	**C-D**	**D-E**	**>E**	**A-IO**	**IO-LS**	**LS-CP**	**>CP**	**Total**
0	0.042	0	1612	0	0	0	0	1612	0	0	0	1612
1	1.562	146.12	1612	0	0	0	0	1612	0	0	0	1612
2	1.6507	153.66	1611	1	0	0	0	1612	0	0	0	1612
3	3.2129	256.13	1541	71	0	0	0	1612	0	0	0	1612
4	4.77	334.28	1421	191	0	0	0	1612	0	0	0	1612
5	6.4085	400.48	1354	258	0	0	0	1612	0	0	0	1612
6	7.9785	450.34	1306	306	0	0	0	1611	1	0	0	1612
7	10.0651	509.55	1244	368	0	0	0	1600	12	0	0	1612
8	11.5851	546.82	1212	400	0	0	0	1580	32	0	0	1612
9	13.1051	580.11	1179	433	0	0	0	1554	58	0	0	1612
10	14.6251	610.98	1153	459	0	0	0	1525	87	0	0	1612
11	16.1451	639.55	1128	484	0	0	0	1496	116	0	0	1612
12	17.6651	667.15	1109	503	0	0	0	1469	143	0	0	1612
13	19.1851	694.21	1091	518	3	0	0	1438	173	1	0	1612
14	20.7051	720.44	1070	537	5	0	0	1413	195	4	0	1612
15	22.2251	745.28	1049	558	5	0	0	1395	212	5	0	1612
16	23.7451	769.71	1027	577	8	0	0	1385	221	6	0	1612
17	25.2651	790.36	1009	592	11	0	0	1366	237	9	0	1612
18	26.8326	812.36	1000	595	16	0	1	1354	247	11	0	1612

Se comprueba que antes de llegar al de desplazamiento para un sismo de servicio (Y1=6.98cm, Y2=6.99cm), no existen rotulas que superen el límite de “ocupación inmediata”.

Previo a alcanzar el desplazamiento para un sismo de servicio (Y1=19.90cm, Y2=19.91cm), no hay rotulas que pasan el tope de “seguridad de vida”

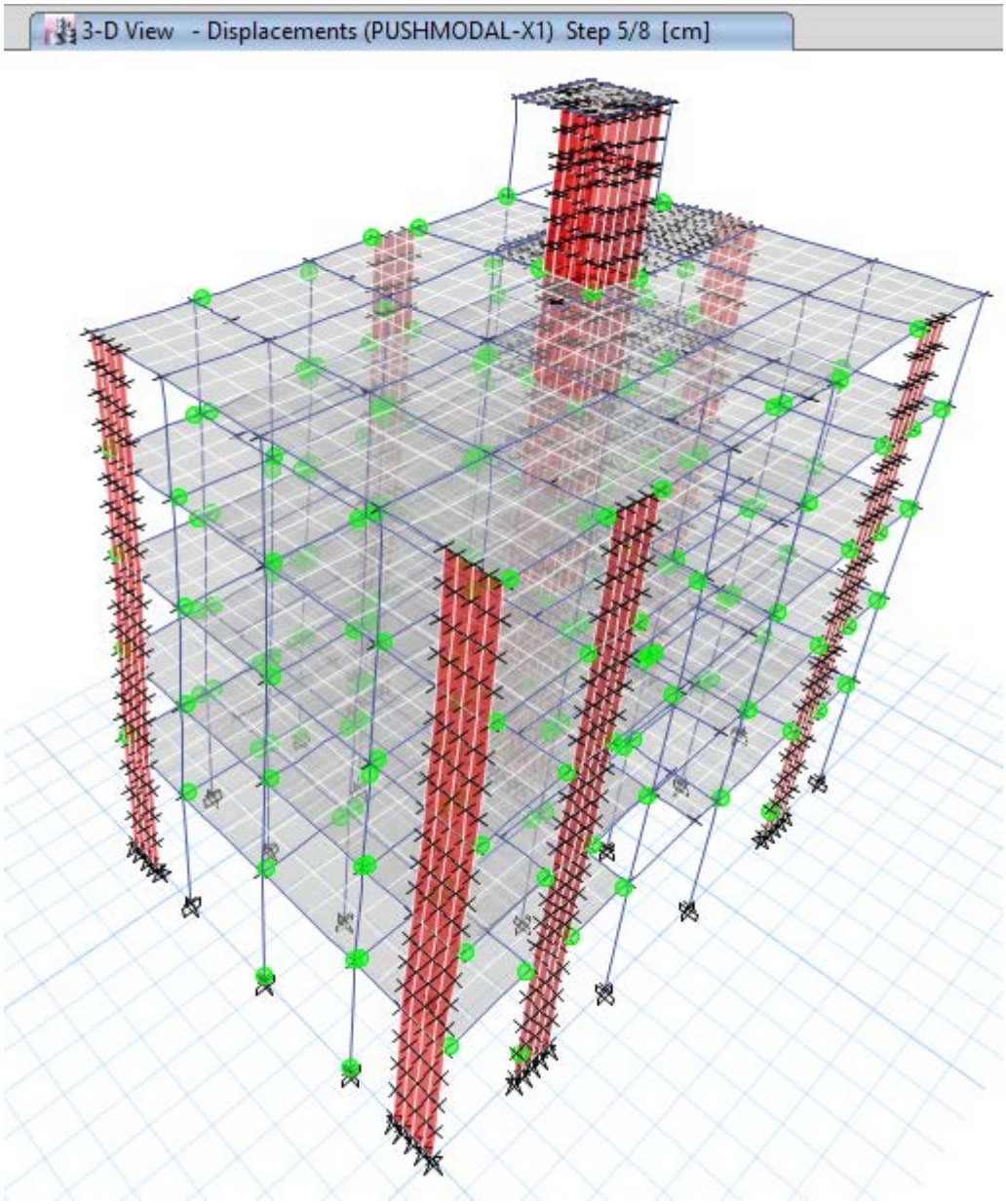
Antes de lograr el desplazamiento para un sismo máximo (Y1=23.57cm, Y2=23.63cm), hay 1 rotulas que rebasan la frontera de “prevención del colapso”, se da en el borde de confinamiento del muro de corte M7 por compresión.

De las 4 rotulas que se esperaba mejor, se llegaron a optimizar 3.

Sismo de diseño: Desplazamiento X1=6.66cm

Step N°5 - Desplazamiento 5.69cm

Figura 123: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 2 optimizada – X1



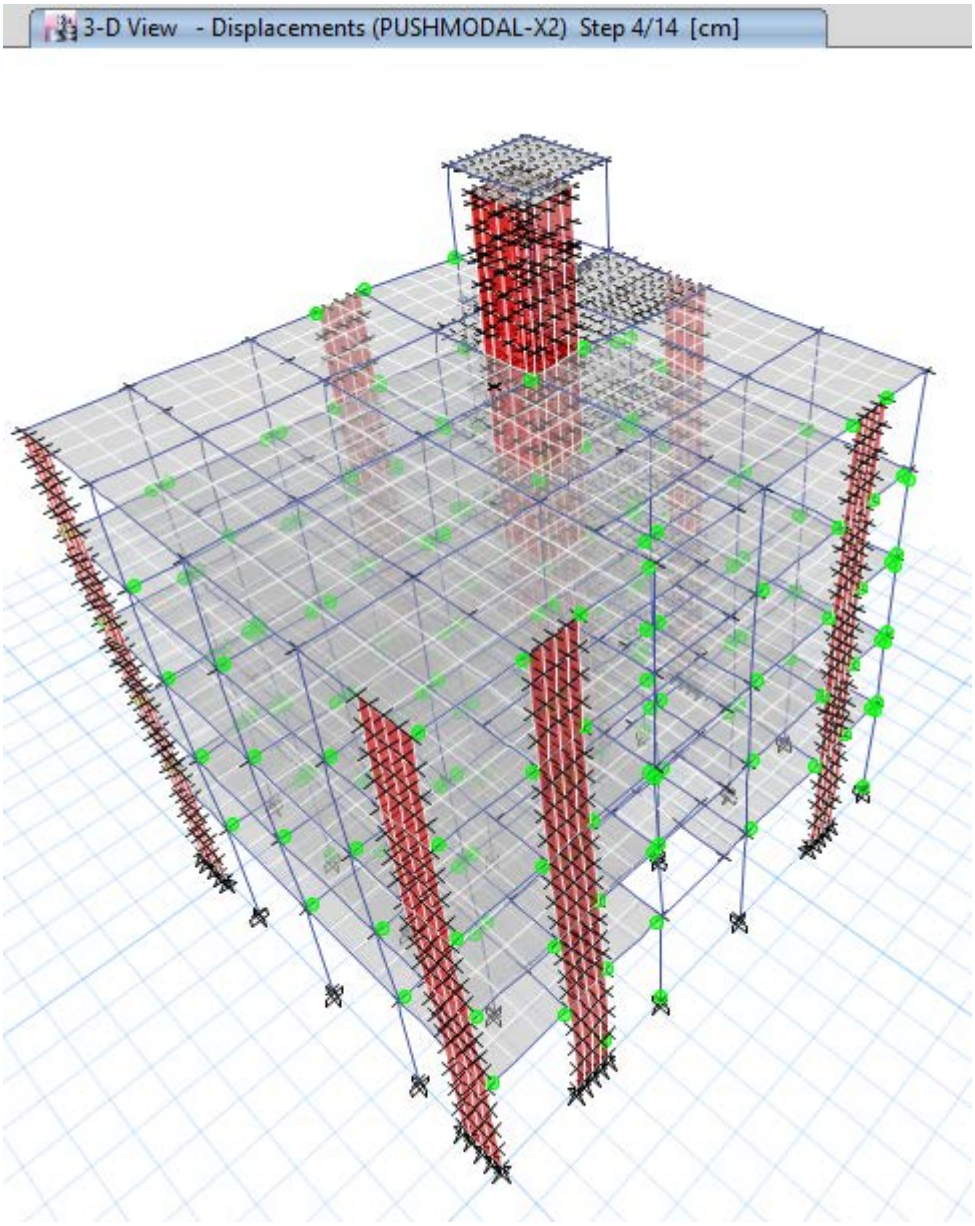
Fuente: Propia

Todas las rotulas se encuentran en el rango B-C y IO-LS, cumpliendo con los límites permitidos.

Sismo de diseño: Desplazamiento X2= 7.15cm

Step N°4 - Desplazamiento 5.92cm

Figura 124: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 2 optimizada – X2



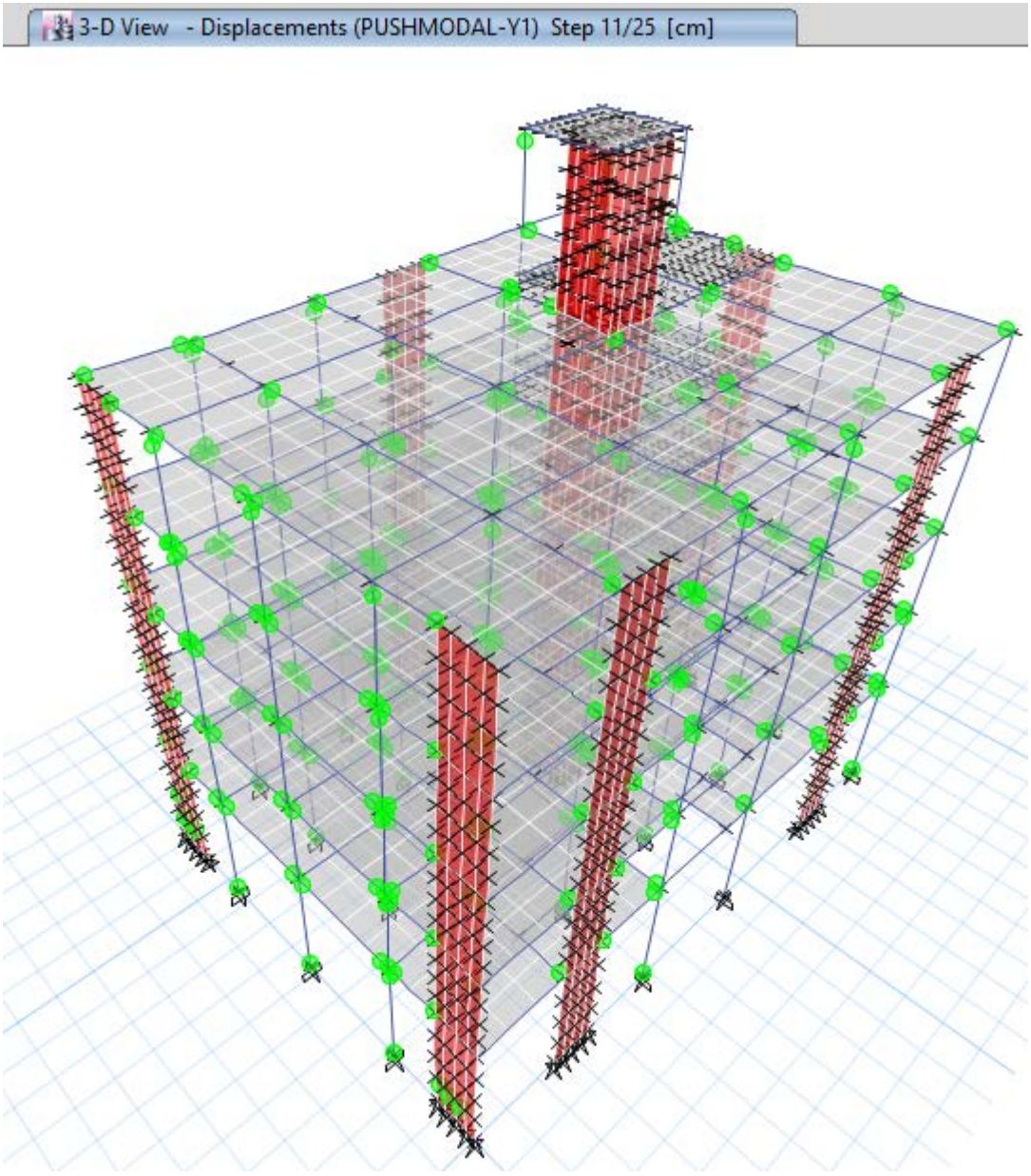
Fuente: Propia

Todas las rotulas se encuentran en el rango B-C y IO-LS, cumpliendo con los límites permitidos.

Sismo de diseño: Desplazamiento Y1= 16.90cm

Step N°11 - Desplazamiento 15.79cm

Figura 125: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 2 optimizada – Y1



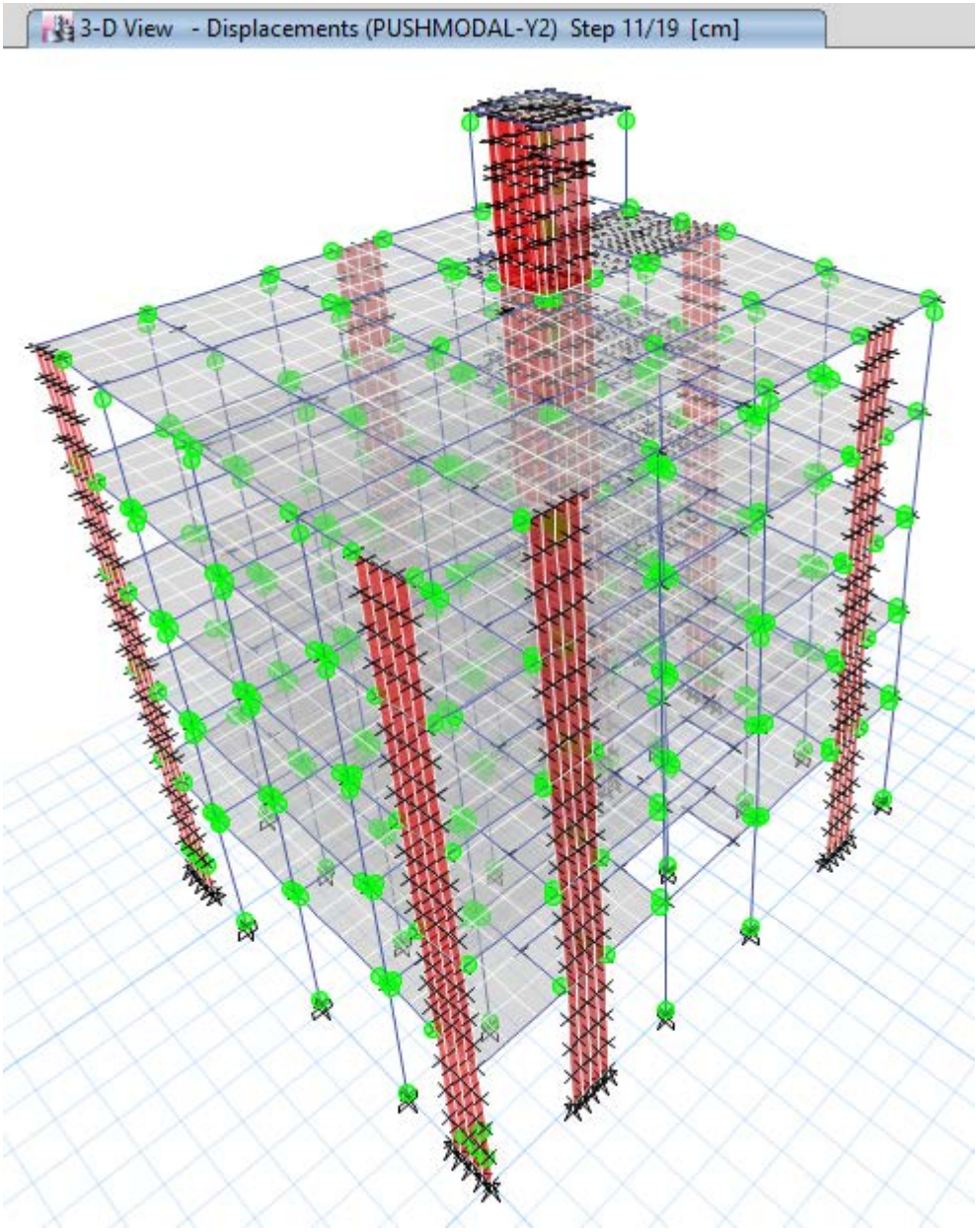
Fuente: Propia

Todas las rotulas se encuentran en el rango B-C y IO-LS, cumpliendo con los límites permitidos.

Sismo de diseño: Desplazamiento Y2= 16.91cm

Step N°11 - Desplazamiento 16.03cm

Figura 126: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 2 optimizada – Y2



Fuente: Propia

Todas las rotulas se encuentran en el rango B-C y IO-LS, cumpliendo con los límites permitidos.

4.11 Resumen de resultados del análisis no lineal estático (pushover)

Desempeño global

Estructura 1 sin optimizar

Performance	Drift	X1	X2	Y1	Y2	Limite
IO	Transitorio	0.32%	0.32%	0.32%	0.32%	1.00%
	Permanente	0.19%	0.21%	0.20%	0.20%	-
LS	Transitorio	0.75%	0.79%	0.78%	0.77%	2.00%
	Permanente	0.45%	0.55%	0.55%	0.56%	1.00%
CP	Transitorio	1.06%	1.14%	1.11%	1.10%	4.00%
	Permanente	0.75%	0.87%	0.81%	0.83%	4.00%

Estructura 1 optimizada

Performance	Drift	X1	X2	Y1	Y2	Limite
IO	Transitorio	0.32%	0.32%	0.31%	0.31%	1.00%
	Permanente	0.19%	0.21%	0.19%	0.20%	-
LS	Transitorio	0.73%	0.78%	0.78%	0.76%	2.00%
	Permanente	0.44%	0.55%	0.55%	0.56%	1.00%
CP	Transitorio	1.05%	1.12%	1.10%	1.09%	4.00%
	Permanente	0.74%	0.86%	0.80%	0.83%	4.00%

Estructura 2 sin optimizar

Performance	Drift	X1	X2	Y1	Y2	Limite
IO	Transitorio	0.23%	0.23%	0.44%	0.44%	1.00%
	Permanente	0.13%	0.13%	0.29%	0.29%	-
LS	Transitorio	0.56%	0.56%	1.04%	1.01%	2.00%
	Permanente	0.34%	0.36%	0.76%	0.77%	1.00%
CP	Transitorio	0.78%	0.81%	1.46%	1.48%	4.00%
	Permanente	0.49%	0.54%	1.12%	1.14%	4.00%

Estructura 2 optimizada

Performance	Drift	X1	X2	Y1	Y2	Limite
IO	Transitorio	0.19%	0.18%	0.47%	0.47%	1.00%
	Permanente	0.11%	0.09%	0.31%	0.31%	-
LS	Transitorio	0.46%	0.48%	1.13%	1.13%	2.00%
	Permanente	0.26%	0.33%	0.83%	0.83%	1.00%
CP	Transitorio	0.64%	0.68%	1.57%	1.58%	4.00%
	Permanente	0.38%	0.46%	1.22%	1.23%	4.00%

Los edificios diseñados con la E030 cumplen satisfactoriamente los límites de derivas transitorias y permanentes del FEMA 356, por lo que no es necesario mejorar este aspecto, esto se debe a gran medida que la norma peruana es muy exigente con los límites para las distorsiones de entrepiso

Desempeño local

Estructura 1 sin optimizar

Performance	C-D	D-E	>E	IO-LS	LS-CP	>CP
IO X1=4.86cm	0	0	0	0	0	0
IO X2=4.86cm	0	0	0	0	0	0
IO Y1=4.78cm	0	0	0	0	0	0
IO Y2=4.75cm	0	0	0	0	0	0
LS X1=11.28cm	0	0	0	58	0	0
LS X2=11.91cm	0	0	0	39	0	0
LS Y1=11.79cm	1	0	0	37	0	0
LS Y2=11.53cm	0	0	0	31	0	0
CP X1=15.92cm	0	0	0	169	0	0
CP X2=17.14cm	2	0	0	190	1	0
CP Y1=16.59cm	2	0	1	133	2	0
CP Y2=16.53cm	1	0	1	107	0	0

Estructura 1 optimizada

Performance	C-D	D-E	>E	IO-LS	LS-CP	>CP
IO X1=4.75cm	0	0	0	0	0	0
IO X2=4.77cm	0	0	0	0	0	0
IO Y1=4.64cm	0	0	0	0	0	0
IO Y2=4.68cm	0	0	0	0	0	0
LS X1=11.02cm	0	0	0	57	0	0
LS X2=11.77cm	0	0	0	41	0	0
LS Y1=11.61cm	0	0	0	27	0	0
LS Y2=11.40cm	0	0	0	34	0	0
CP X1=15.71cm	0	0	0	171	0	0
CP X2=16.84cm	1	0	0	177	0	0
CP Y1=16.64cm	1	0	0	121	0	0
CP Y2=16.34cm	0	0	0	108	0	0

Estructura 2 sin optimizar

Performance	C-D	D-E	>E	IO-LS	LS-CP	>CP
IO X1=3.41cm	0	0	0	0	0	0
IO X2=3.41cm	0	0	0	0	0	0
IO Y1=6.56cm	0	0	0	0	0	0
IO Y2=6.60cm	0	0	0	0	0	0
LS X1=8.33cm	0	0	0	8	0	0
LS X2=8.62cm	0	0	0	16	0	0
LS Y1=15.59cm	0	0	0	105	0	1
LS Y2=15.89cm	0	0	0	72	0	0
CP X1=11.73cm	0	0	1	73	0	0
CP X2=12.14cm	0	0	0	55	0	0
CP Y1=21.86cm	7	1	2	219	6	1
CP Y2=22.21cm	6	0	0	200	5	0

Estructura 2 optimizada

Performance	C-D	D-E	>E	IO-LS	LS-CP	>CP
IO X1=2.85cm	0	0	0	0	0	0
IO X2=2.72cm	0	0	0	0	0	0
IO Y1=6.98cm	0	0	0	0	0	0
IO Y2=6.99cm	0	0	0	0	0	0
LS X1=6.66cm	0	0	0	0	0	0
LS X2=7.15cm	0	0	0	2	0	0
LS Y1=16.90cm	0	0	0	112	0	0
LS Y2=16.91cm	0	0	0	116	0	0
CP X1= 9.53cm	0	0	0	3	0	0
CP X2=10.20cm	0	0	0	16	0	0
CP Y1=23.57cm	8	0	1	236	2	0
CP Y2=23.63cm	8	0	0	221	6	0

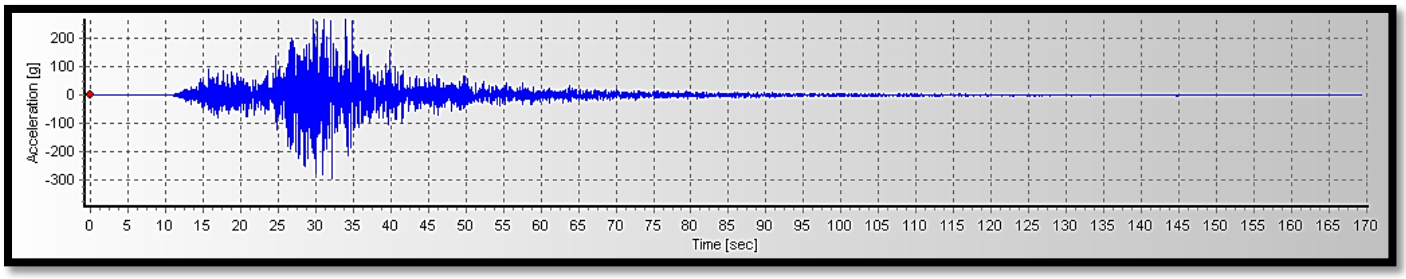
Se nota una gran disminución de la cantidad de rotulas que no cumplen después de la optimización, todas las rotulas que no son aceptables señaladas con rojo fueron mejoradas y algunas rotulas que se necesitan un poco más de margen de seguridad también fueron mejoradas.

4.12 Resultados de ANLD

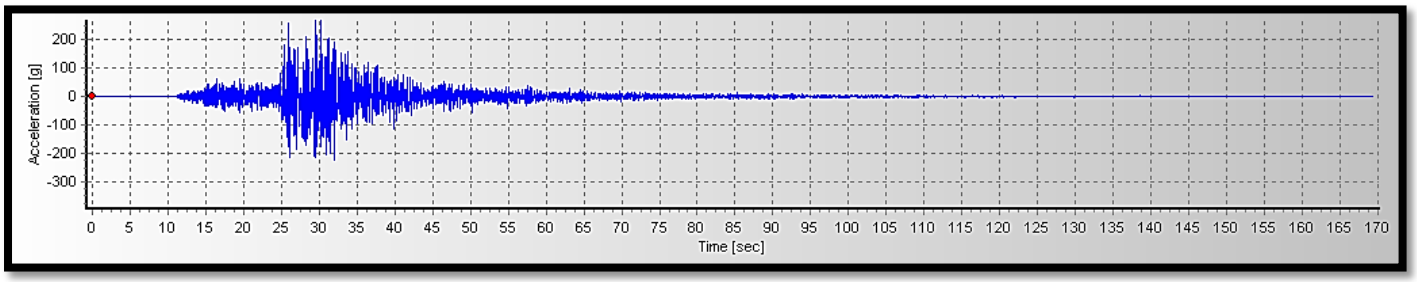
Registros usados:

# Registro	Estación	Fecha	Magnitud	Tipo de suelo	PGA cm/s2
1	CIP NAZCA	14/01/2018	6.8 ML	Arenoso	367
2	PALPA I	14/01/2018	6.8 ML	Arenoso	124
3	PALPA II	24/01/2019	6.0 ML	Arenoso	103

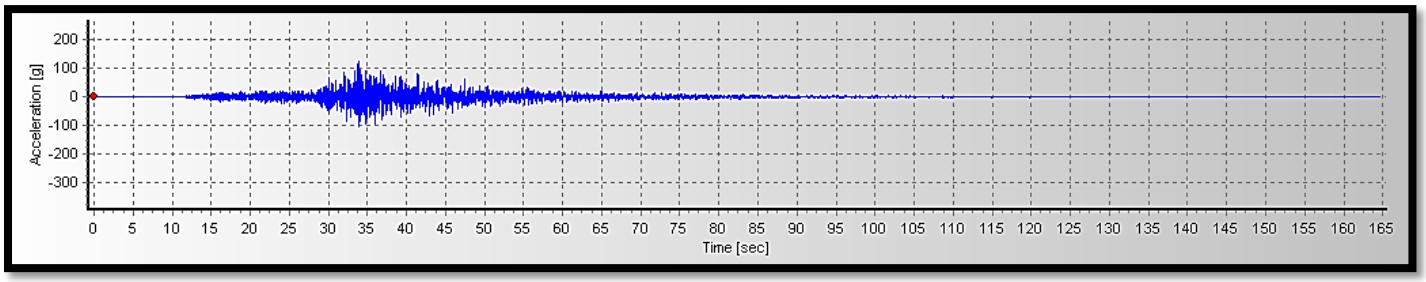
CIP NAZCA – NS



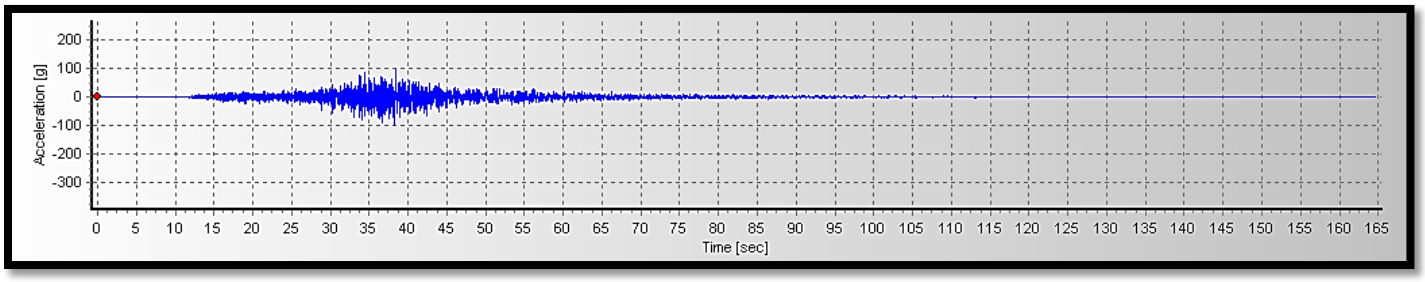
CIP NAZCA - EO



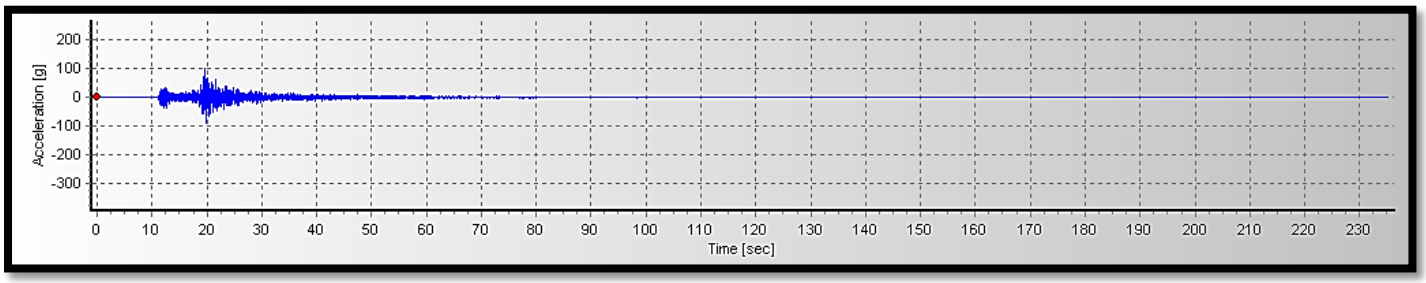
CIP PALPA I - NS



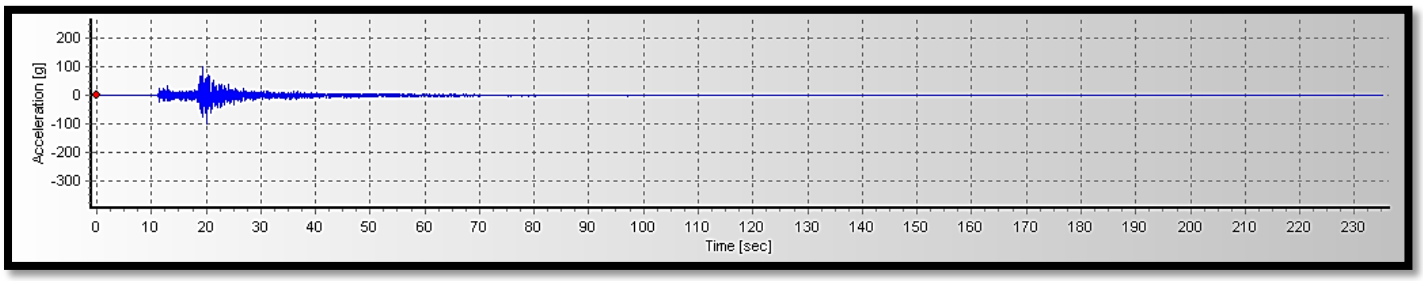
CIP PALPA I – EO



CIP PALPA II - NS



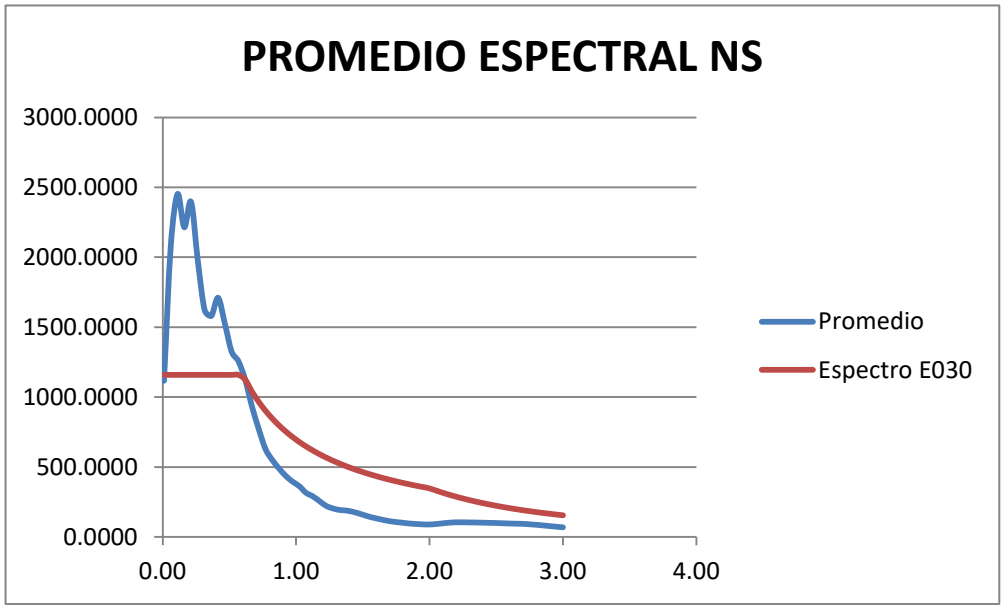
CIP PALPA II – EO

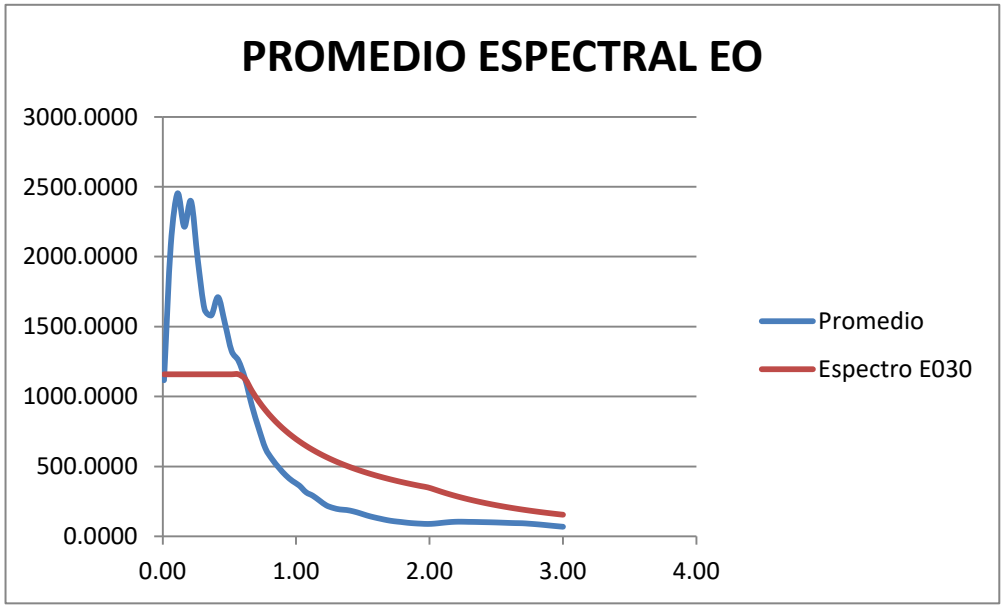


Espectros escalados

Para escalar los registros según la norma se usa la raíz cuadrada de la sumatoria de los cuadrados (SRSS) de los espectros con 5% de amortiguamiento

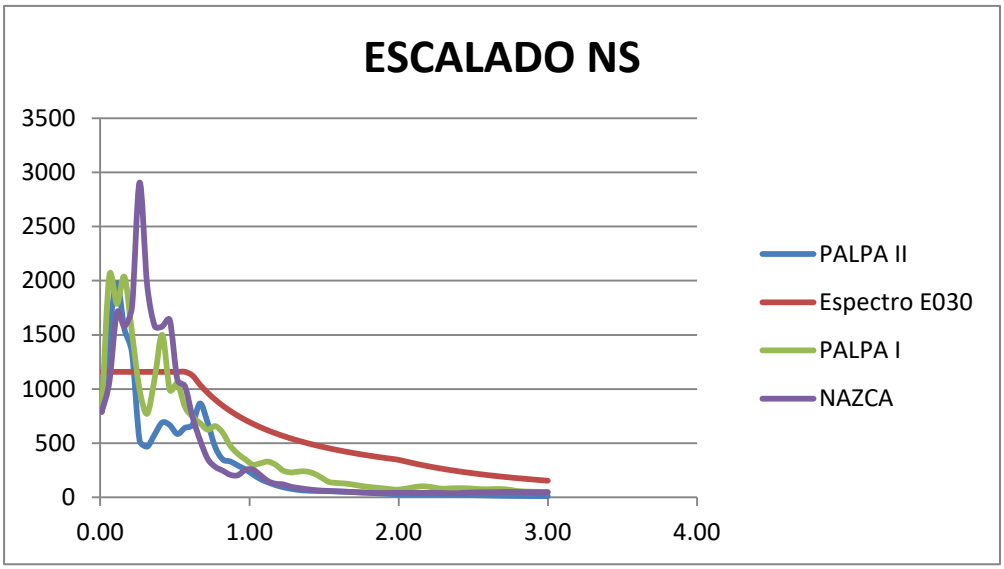
Figura 127: Promedio SRSS superior en intervalo 0.2-1.5 T

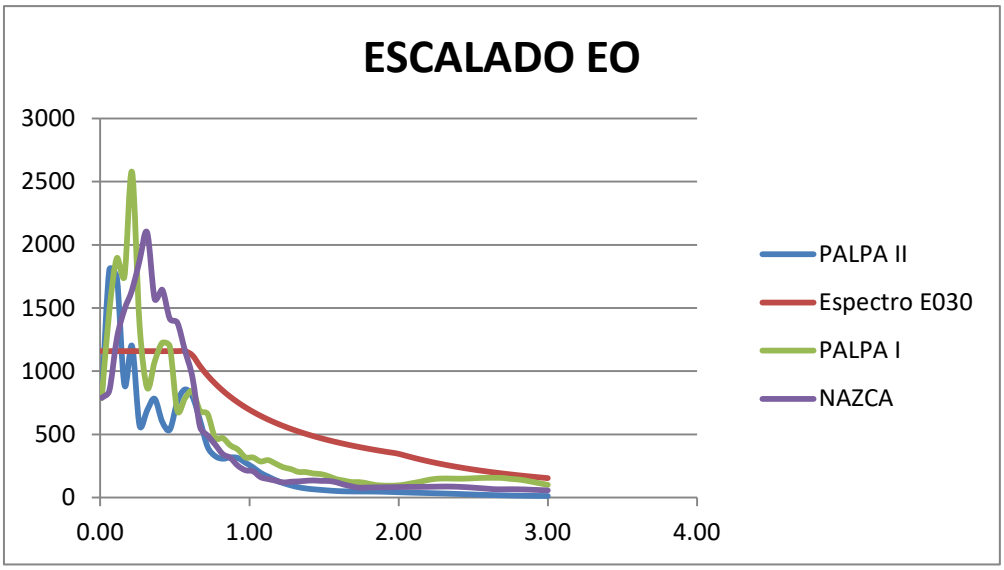




Fuente: Propia

Figura 128: Espectros de acelerogramas escalados en ambas direcciones





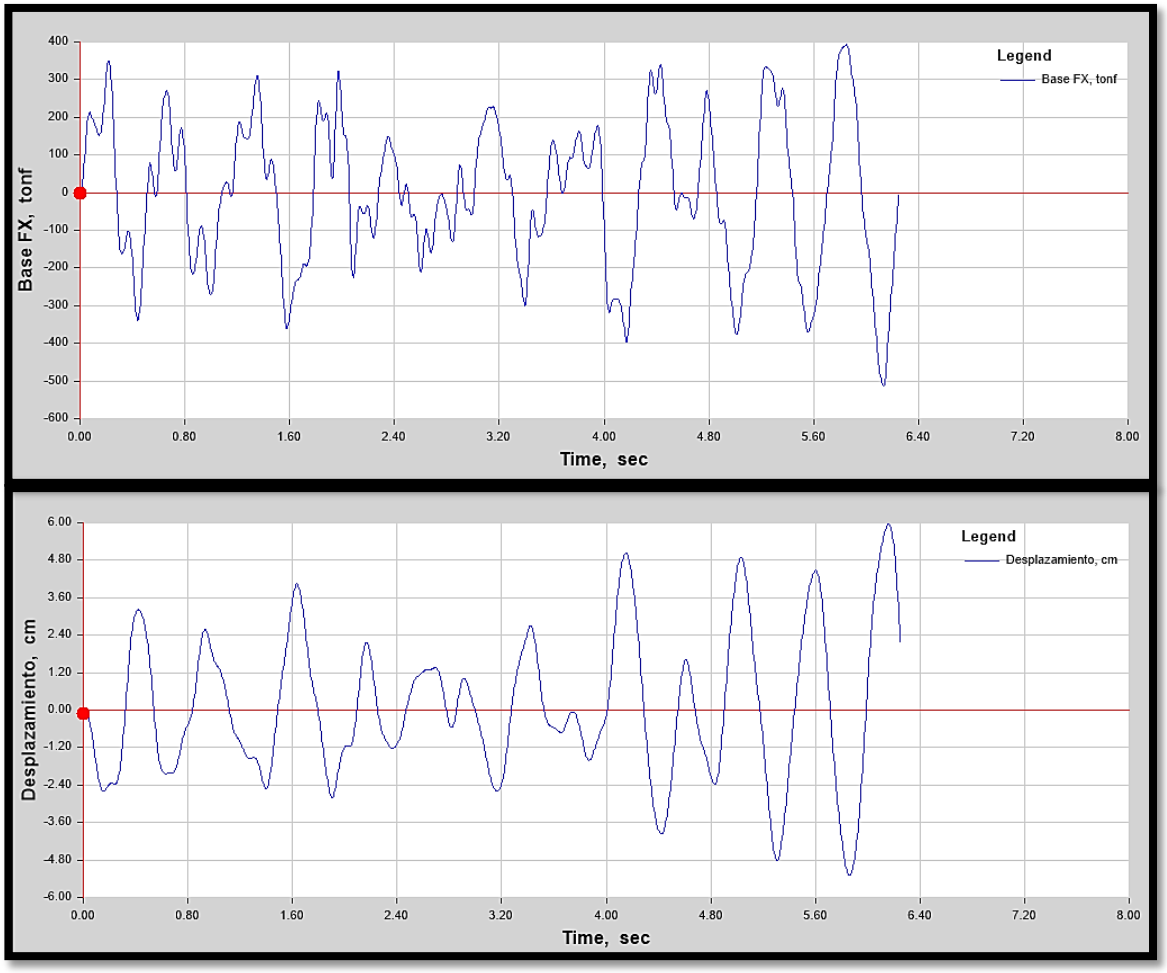
Fuente: Propia

En el análisis tiempo historia se consideró el rango de tiempo donde las aceleraciones llevan a la estructura al menos a incursionar en el rango no lineal, debido al extenso tiempo de los registros donde la aceleraciones son despreciables.

Dirección X – PALPA I NS

Se evaluara el desempeño de la **estructuración 1** ante el registro de **PALPA I** 14/01/2018.

Figura 129: Cortante basa y desplazamiento de E1 ante registro escalado - X

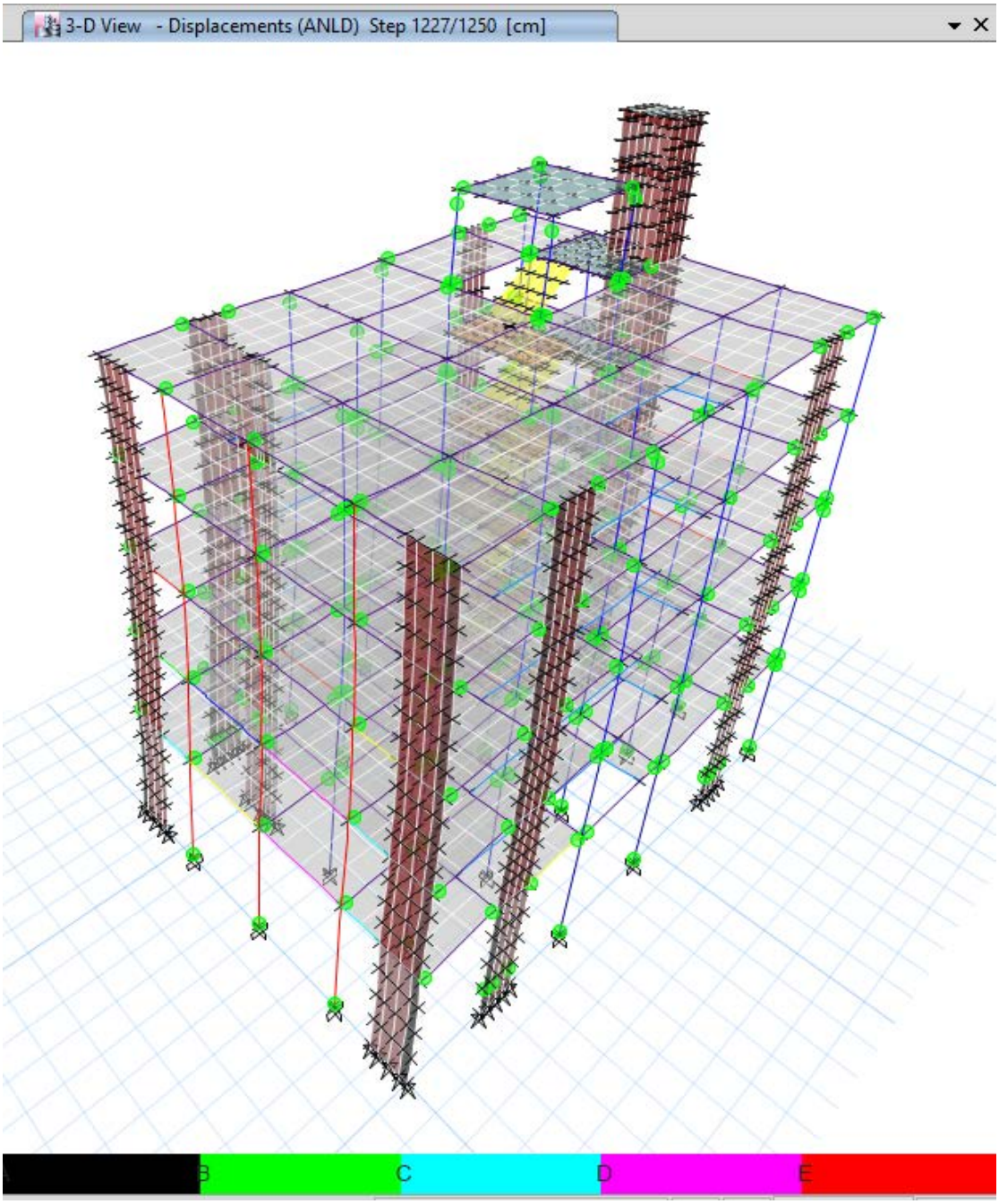


Fuente: Propia

- Desplazamiento máximo: 6.15cm
  T=5.7s

- Cortante basal máxima: 508.18ton
  T=5.845s

Figura 130: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 1 optimizada – X



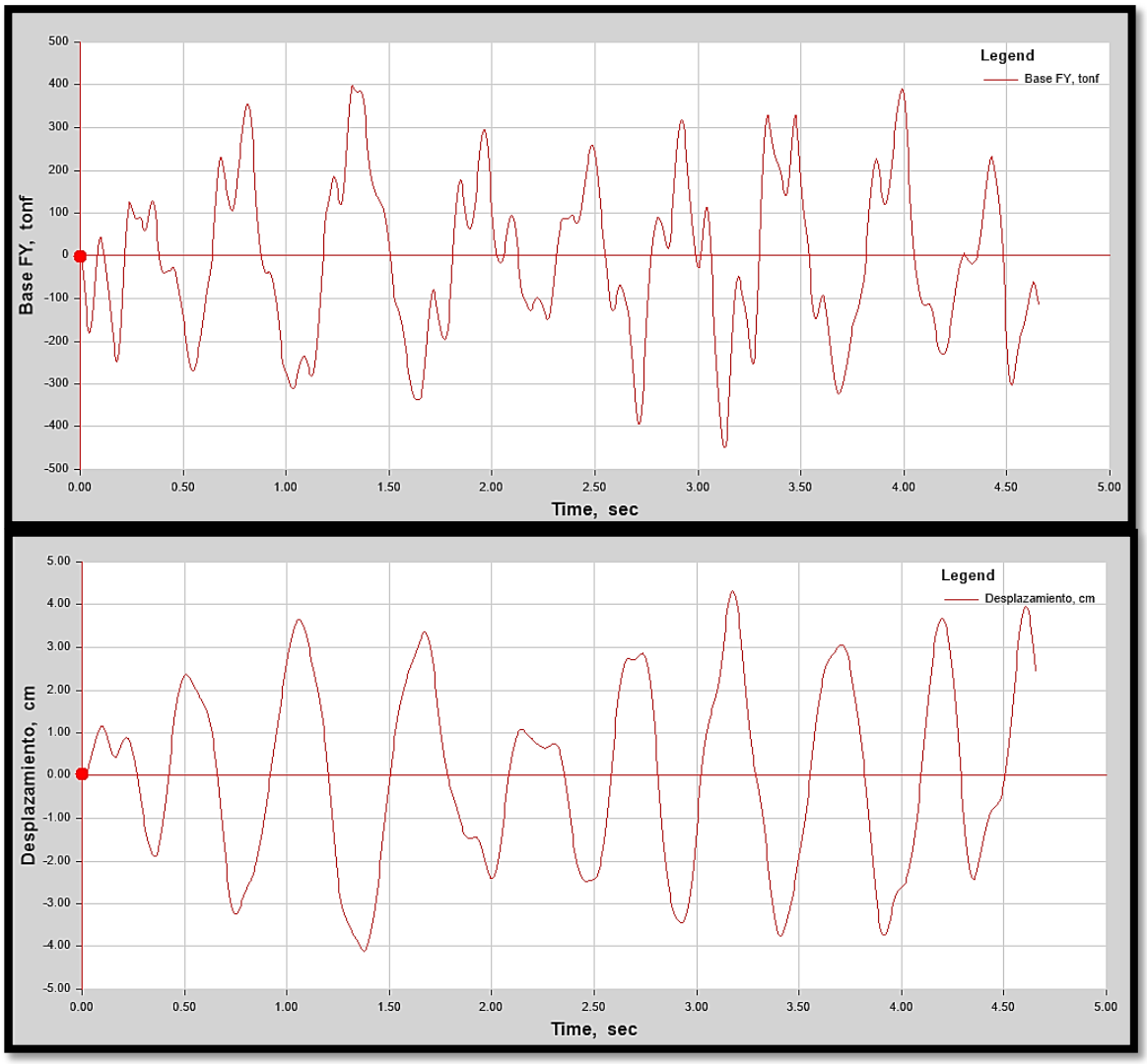
Fuente: Propia

Todas las rotulas se encuentran en el rango B-C y IO-LS, cumpliendo con los límites permitidos.

Dirección Y - PALPA I EO

Se evaluara el desempeño de la **estructuración 1** ante el registro de **PALPA** 14/01/2018

Figura 131: Cortante basa y desplazamiento de la E1 ante registro escalado - Y

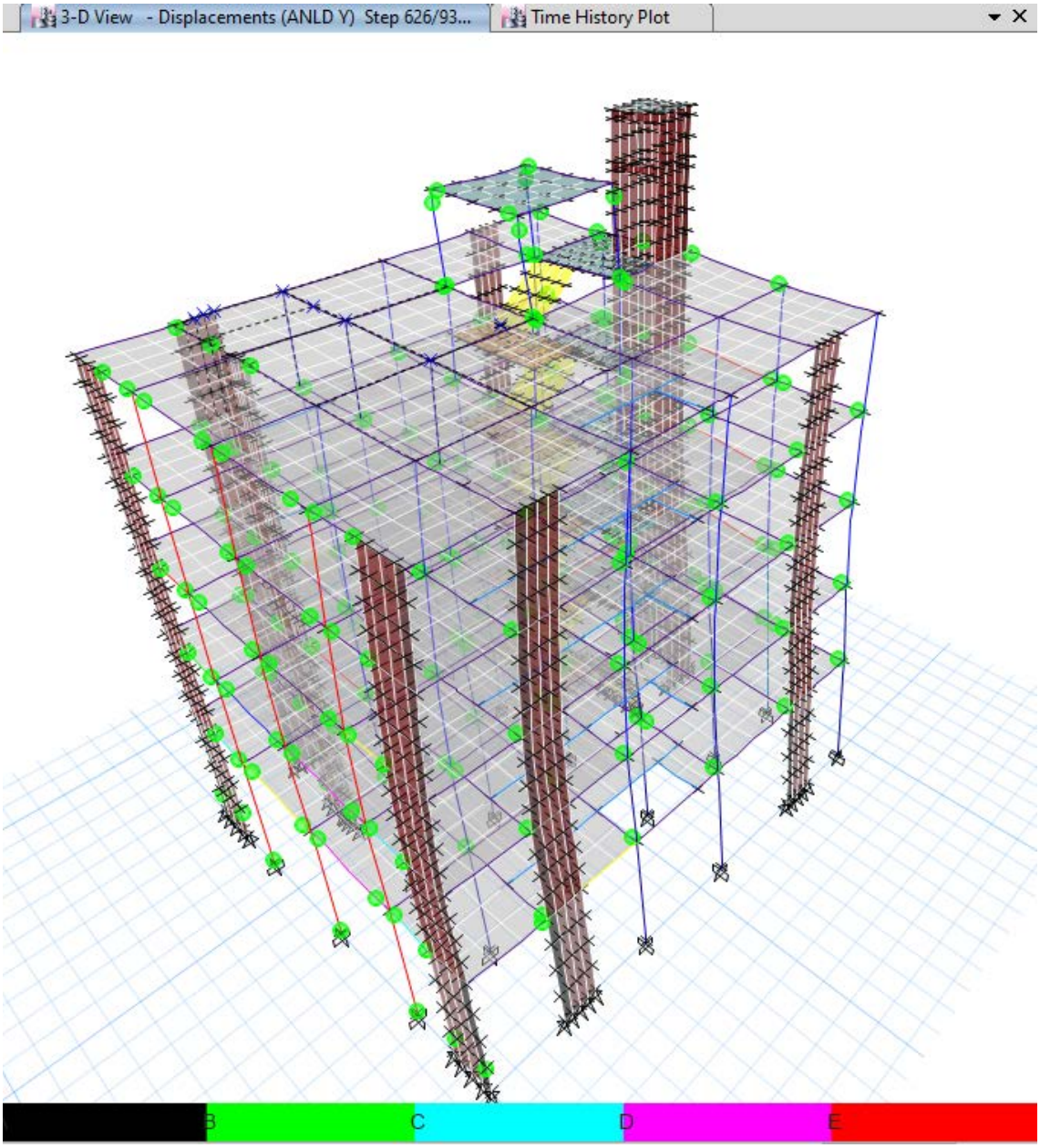


Fuente: Propia

- Desplazamiento máximo: 4.69cm
  T=1.405s

- Cortante basal máxima: 410.58ton
  T=1.375s

Figura 132: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 1 optimizada – Y



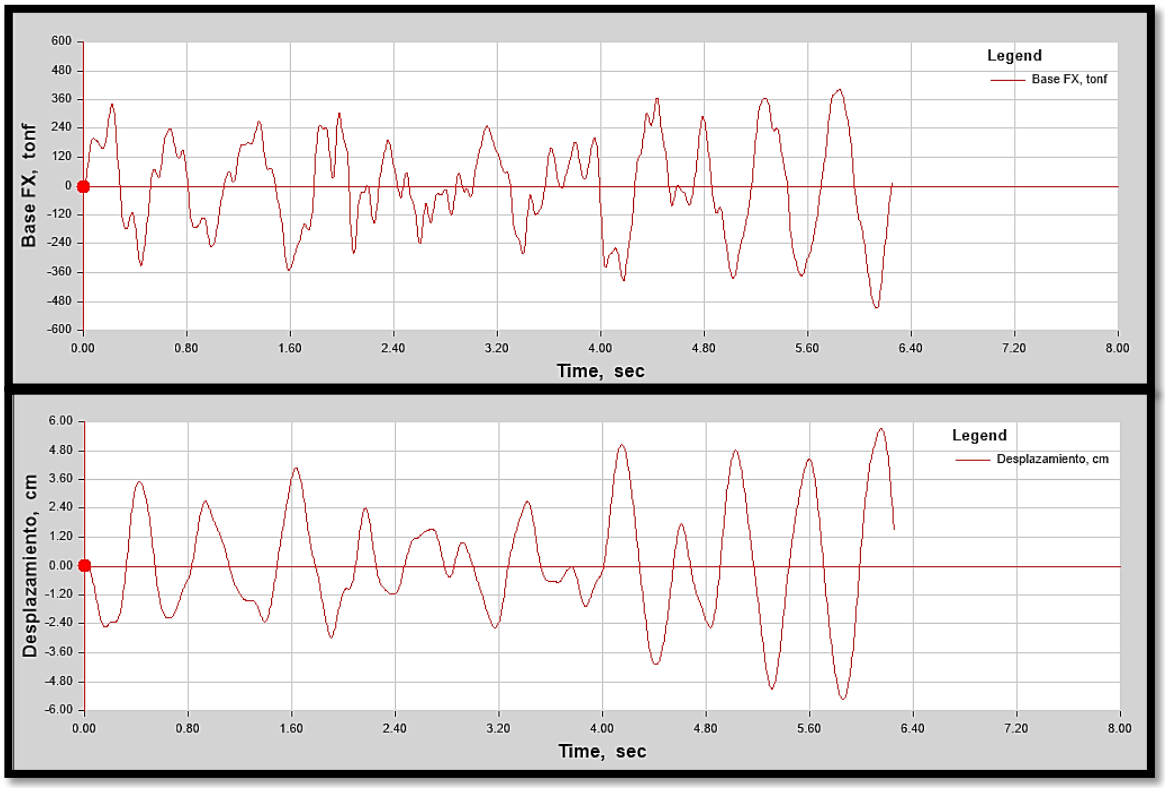
Fuente: Propia

Todas las rotulas se encuentran en el rango B-C y IO-LS, cumpliendo con los límites permitidos.

Dirección X – PALPA I NS

Se evaluara el desempeño de la **estructuración 2** ante el registro de **PALPA I** 14/01/2018.

Figura 133: Cortante basa y desplazamiento de la E2 ante registro escalado - X

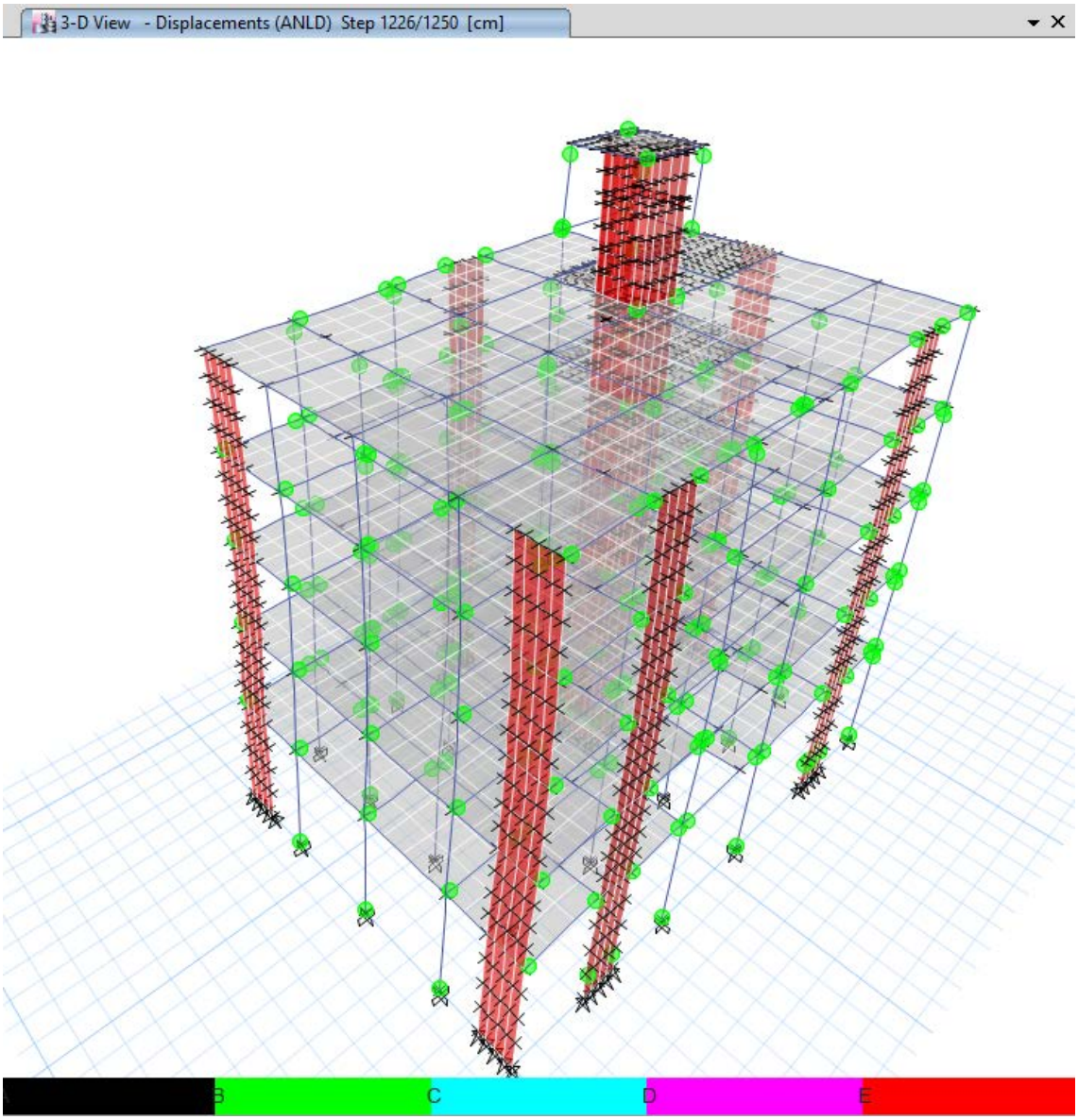


Fuente: Propia

- Desplazamiento máximo: 5.96cm
  T=6.16s

- Cortante basal máxima: 511.88ton
  T=6.135s

Figura 134: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 2 optimizada – X



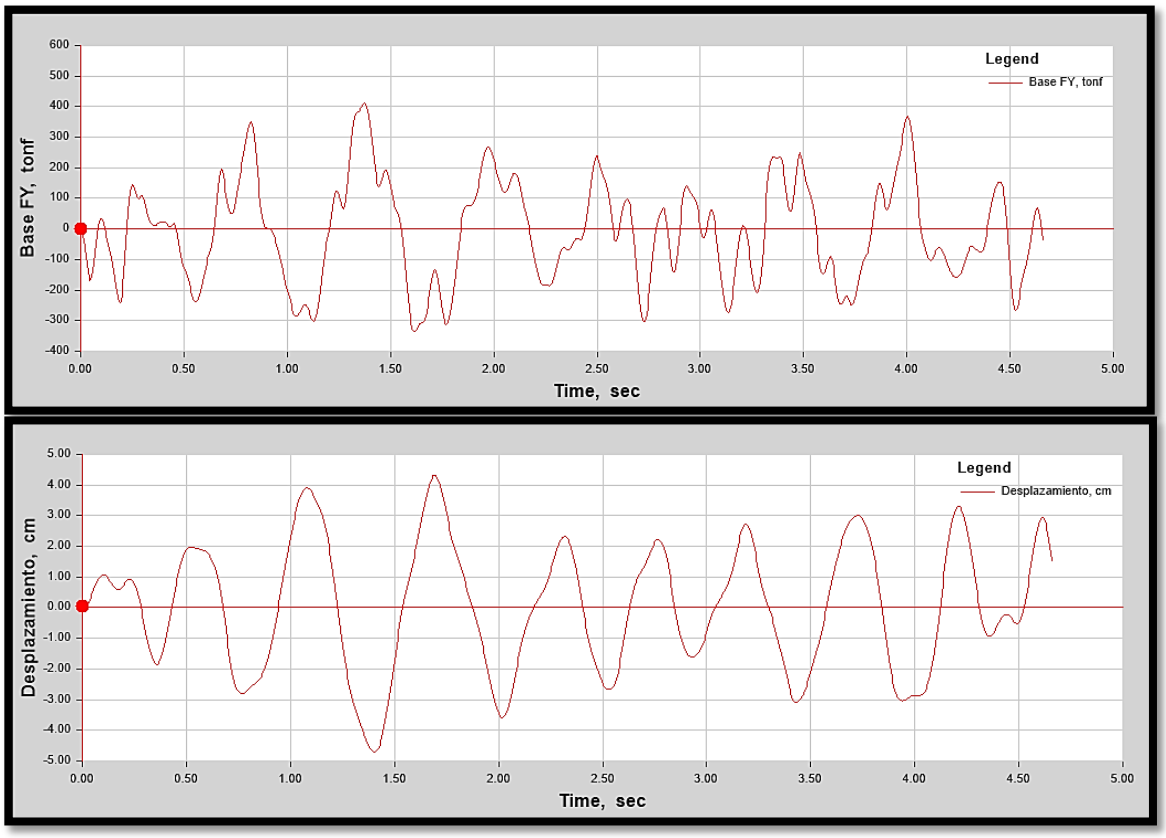
Fuente: Propia

En columna eje C-5 se tuvo que continuar con la distribución de acero del 2do piso en el tercero, porque se originaba una rotula por tracción. Una vez hecho esto todas las rotulas se encuentran en el rango B-C y IO-LS, cumpliendo con los límites permitidos.

Dirección Y – PALPA I EO

Se evaluara el desempeño de la **estructuración 2** ante el registro de **PALPA I** 14/01/2018.

Figura 135: Cortante basa y desplazamiento de la E2 ante registro escalado - Y

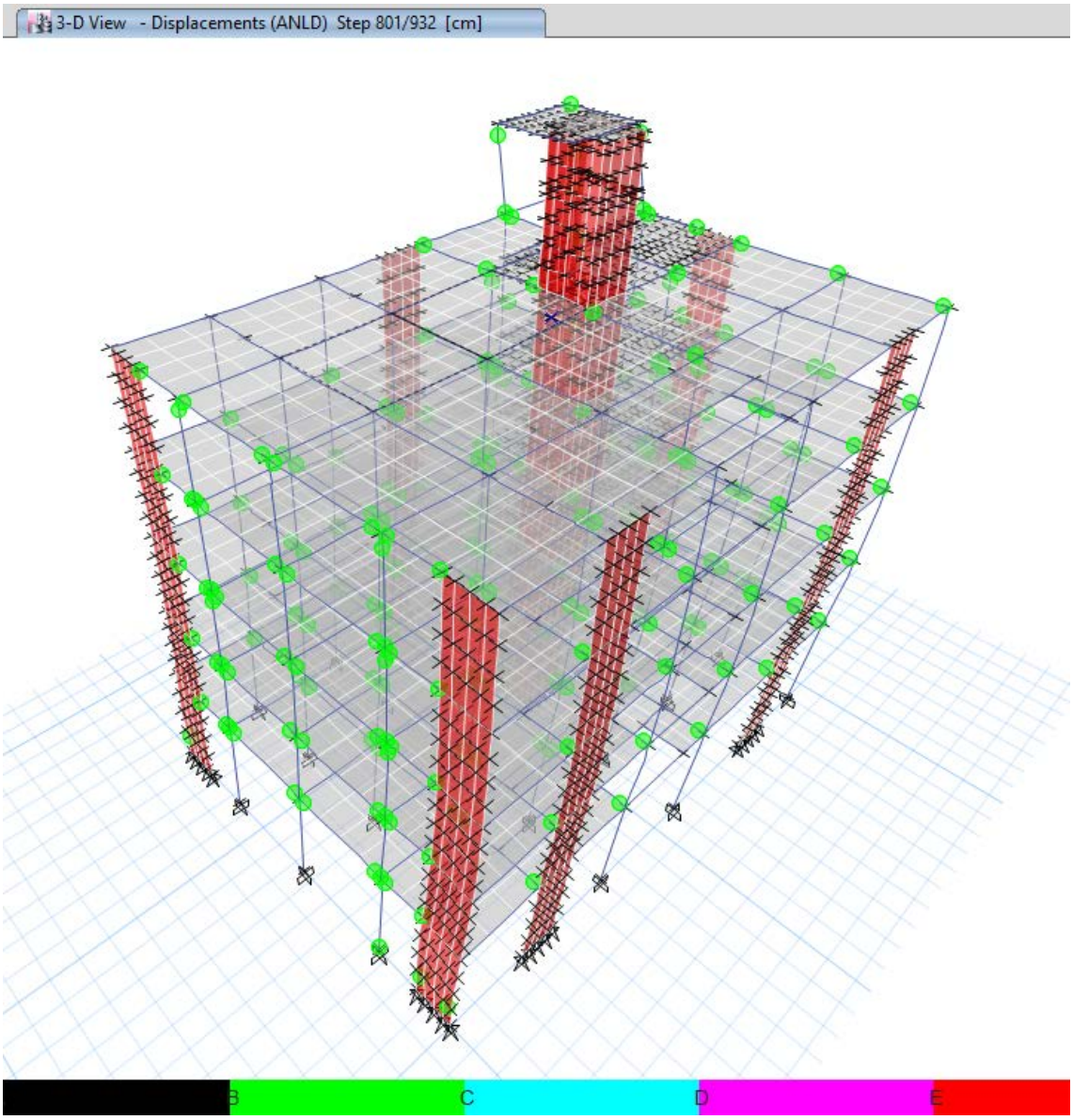


Fuente: Propia

- Desplazamiento máximo: 4.02cm
  T=3.18s

- Cortante basal máxima: 449.13ton
  T=3.13s

Figura 135: Rotulas formadas ante sismo de diseño de estructura 2 optimizada – Y



Fuente: Propia

Todas las rotulas se encuentran en el rango B-C y IO-LS, cumpliendo con los límites permitidos.

	V ANLE 1 (ton)	V ANLE 2 (ton)	V ANLD (ton)
E1 X	543.8	612.46	508.18
E1 Y	602.64	577.5	410.58
E2 X	513.12	525.09	511.88
E2 Y	709.41	639.55	449.13

Si bien el análisis no lineal dinámico tiene menores valores de cortante basal, la exigencia en los elementos puede llegar a ser más exigente.

V CONCLUSIONES

- El empleo de análisis no lineal en edificaciones nuevas permite tener un mejor comportamiento frente a los sismos, evitando fallas prematuras y soportar mayores demandas sísmicas.
- A pesar de que una edificación ha sido diseñado para un objetivo, se ha visto que se puede llegar a alcanzar mejoras en su comportamiento ante amenazas más grandes de las que a sido diseñado o menores, sin necesariamente hacer grandes cambios o gastos.
- La norma E060 al ser exigente con las derivas de entrepiso, no tiene problema en cumplir con el desempeño de manera global de la estructura.
- El desempeño de las edificaciones diseñadas con la NTP, no muestra inconvenientes ante sismos de “servicio”, a pesar no ser considerado por la norma.
- El desempeño de las edificaciones diseñadas con la NTP ante un sismo de “diseño”, se comportan de manera correcta, pero se debe tener cuidado con las deformaciones locales excesivas y con zonas donde se concentra mucho esfuerzo como los bordes de confinamiento del ascensor.
- La demanda en el análisis no lineal estático es mayor al del no lineal dinámico, siendo la evaluación más conservadora de lo que realmente es.
- El modo torsional no debe predominar para en análisis no lineal estático, siendo más conveniente un análisis no lineal dinámico.
- El desempeño de la edificación pueden llegar a variar considerablemente en función de la normativa con la que fue diseñado.
- El análisis pushover resulta una herramienta más práctica que el análisis dinámico
- Se ha verificado que el punto de desempeño por diseño, cumple satisfactoriamente con lo indicado en ASCE 41-13, FEMA 440, etc.

VI RECOMENDACIONES

- Se recomienda emplear modelos con modos donde sus primeros modos tenga gran participación modal, siendo ideal que supere el 80%, ya que definirán mejor el posible comportamiento en la dirección analizada.
- Al realizar los modelos en el software se debe tener un buen balance entre tiempo de análisis y precisión. Aun si se busca una alta precisión, el análisis no puede llegar a converger, esto se puede controlar en las tolerancias de convergencia, discretización y esto es más significativo en análisis no lineal dinámico
- Se debe verificar que se cumpla con el criterio de columna fuerte-viga débil con el fin de garantizar la formación de las rotulas plásticas en las vigas y no en las columnas.
- Evitar la concentración de rigidez en un sector de la edificación, debido a que se concentra los esfuerzos y producen una prematura falla a diferencia del resto de los elementos.

VII LISTA DE REFERENCIAS.

[1] M. J. Nigel Priestley, «Performance based seismic design,» de *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Zelanda, 2000.

[2] G. Díaz Martínez, A. Terán Gilmore y C. Reyes Salinas, «Diseño basado en desplazamientos de estructuras esenciales,» nº 90, p. 78, 2013.

[3] H. J. Tavera Huarache, Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en Perú, Lima, 2014.

[4] S. Lopez y A. Gustavo Ayala, «Método de diseño sísmico basado en desplazamientos para marcos de concreto reforzado,» *Ingeniería sísmica,* p. 92, 2013.

[5] R. Aguiar Falconí, «Análisis Sísmico por Desempeño,» *Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército,* 2003.

[6] Gioncu, «ramed structures. Ductility and seismic response: General Report.,» *Journal of Constructional Steel Research,* vol. 55, 2000.

[7] Norma técnica E.020 CARGAS, Lima, 2006.

[8] B. M Das, Fundamentos de ingenieria de cimentaciones, México: CENGAGE Learning, 201.

[9] Norma técnica E050 Suelos y cimentaciones, Lima, 2018.

[10] Norma técnica E.030, Lima, 2018.

[11] ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Virginia: American Society of Civil Engineers, 2014.

[12] S. Safina Melone, «Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico,» *Tesis de Doctorado,* p. 65, 2002.

[13] A. Sánchez Badillo y A. Terán Gilmore, «Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona del lago del Distrito Federal: Ejemplo de aplicación,» *Ingeniería Sísmica*, pp. 47-48, 2008.

[14] «La Republica,» 9 Marzo 2016. [En línea]. Available: http://larepublica.pe/impresa/sociedad/747190-nueva-norma-obliga-que-edificaciones-cumplan-con-condiciones-antisismicas.

[15] «Puntoedu,» 05 Octubre 2015. [En línea]. Available:

http://puntoedu.pucp.edu.pe/noticias/las-construcciones-peruanas-frente-a-los-sismos/.

[16] J. L. Pérez Cruz, «Diseño Sismo Resistente por Desempeño y sus efectos en el comportamiento estructural,» *Tesis de grado,* 2013.

[17] A. Sánchez Badillo y A. Terán Gilmore, «Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona del lago del Distrito Federal: Ejemplo de aplicación.,» *Ingeniería Sísmica,* pp. 47-48, 2008.

[18] Peck, Hanson y Thornburn, Ingeniería de cimentaciones, México: Limusa, 1974.

[19] C. Crespo Villalaz, Mecánica de suelos y cimentaciones, México: Limusa, 2004.

[20] Norma técnica E.030, Lima, 2016.

[21] Norma técnica E050 Suelos y cimentaciones, Lima, 2006.

[22] H. J. Tavera Huarache, Interviewee, [Entrevista]. 2014.

VIII ANEXOS

ANEXO N° 01

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION

INFORME FINAL

PROYECTO:

"ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS, MZ Q LOTE 16 - URB SANTA MARIA".



UBICACION

REGION : LAMBAYEQUE
PROVINCIA : CHICLAYO
DISTRITO : JOSÉ LEONARDO ORTIZ
LUGAR : MZ Q LOTE 16 - URB SANTA MARIA

RESPONSABLES DEL ESTUDIO

PORTAL MIDEROS, CÉSAR AUGUSTO

CHICLAYO, ENERO DE 2022.

CONTENIDO DEL INFORME

1. GENERALIDADES
   1.1. Objeto del Estudio
   1.2. Ubicación del Área en Estudio
   1.3. Sismicidad

2. ALCANCE DE LA INVESTIGACION DE CAMPO Y LABORATORIO
   2.1. Alcance de la Investigación de Campo
   2.2. Alcance de la Investigación de Laboratorio

3. CARACTERIZACION DEL SUELO
   3.1. Clasificación de Suelos
   3.2. Ubicación del Nivel Freático
   3.3. Perfil Estratigráfico del Suelo

4. ANALISIS DEL TIPO DE AGRESION DEL MEDIO
   4.1. Agresión del Suelo

5. IDENTIFICACIÓN DE SUELOS ESPECIALES
   5.1. Suelos Colapsables
   5.2. Suelos Licuables
   5.3. Suelos Expansivos

6. CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE
   6.1. Ensayo de SPT
   6.2. Cálculo de capacidad de carga admisible

7. ASENTAMIENTO

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9. BIBLIOGRAFIA

10. ANEXOS
   10.1. Anexo 01: Plano de Ubicación de calicata
   10.2. Anexo 02: Perfil Estratigráfico
   10.3. Anexo 03: Panel Fotográfico

1. GENERALIDADES

1.1. Objeto del Estudio

El objetivo del servicio, es la ejecución de un Estudio de Mecánica de Suelos con el fin de plantear el proyecto de una edificación de 5 pisos, para determinar las propiedades físicas y químicas del suelo, como: La textura al permitir reconocer el tipo de suelo según su granulometría, contenido de humedad, limite líquido, limite plástico, peso específico, contenido de cloruros y sulfatos

El alcance del estudio comprende las siguientes fases:

1.1.1. Planeamiento y Coordinación

Planeamiento de los trabajos, recolección y revisión de la información existente.

1.1.2. Etapa de Investigaciones de Campo y Laboratorio

Para la investigación de campo se ha realizado 3 sondeos con SPT, de donde se ha tomado: 5 muestras SPT-01, 5 muestras SPT-02 y 7 muestras SPT-03, para su tratamiento en laboratorio, con la finalidad de conocer las propiedades físicas, y químicas del suelo.

1.1.3. Análisis del Suelo

El análisis del suelo comprende lo siguiente:

- Análisis y Clasificación de Suelos.
- Análisis de agresividad del suelo y nivel freático.
- Identificación de suelos especiales
- Capacidad portante

1.2. Ubicación y descripción del Área en Estudio

El área de estudio, se encuentra ubicada en el distrito José Leonardo Ortiz, Mz Q Lote 16 - Urb Santa María, colindando por el norte con la calle Palmeras cuadra 19.

Actualmente el área es usada como un almacén de elementos variados en desuso, en algún momento se llegó a usar como zona de agricultura

1.3. Condiciones climaticas

Su clima es propio de las ciudades costeras de Lambayeque, subtropical, con temperatura media que fluctúa entre 26° y 19°C y la excesiva humedad atmosférica que alcanza a 90 y 98%. Con poca presencia de lluvias.

1.4. Antecedentes geológicos

Geomorfologia

Las principales unidades geomoriológicas incluyen una amplia zona costera, donde destacan extensos depositos aluviales y las dunas próximas al litoral.

Geologica

Según la información elaborado por el "INGEMMET" – Cuadrante 14-d, nos indica que la conformación estratigráfica de toda el área en estudio y en general todo el valle Chancay están apoyados sobre un depósito de suelos finos de origen SEDIMENTARIO, HETEROGENEO de unidades geológicas: Era CENOZOICA, Sistema: CUATERNARIO,Serie: RECIENTE

1.1. Sismicidad

Según el Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, el distrito de José Leonardo Ortiz en la provincia de Chiclayo, Departamento de Lambayeque se encuentra localizado en la Zona 4.

- Factor de Zona : Z = 0.45 (zona 4)
- Condiciones Geotécnicas : S_2 (suelo Intermedio)
- Periodo de Vibración del Suelo : Tp = 0.60 seg.
- Factor de Ampliación del Suelo : S = 1.05
- Categoría de la Edificación : C (edificación comun)

- Factor de Usos : U = 1

La fuerza horizontal o cortante basal, debido a la acción sísmica se determinara por la siguiente fórmula:

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

Dónde:

V= Cortante basal

Z= Factor de Zona

U=Factor de Uso

S= Factor de amplificación del Suelo

C=Factor de amplificación sísmicas

P = Peso de la Edificación

R = Coeficiente de Reducción

2. ALCANCE DE LA INVESTIGACION DE CAMPO Y LABORATORIO

2.1 Alcance de la Investigación de Campo

2.1.1. Exploración de Campo

La investigación de campo se ha realizado de acuerdo a lo indicado en el RNE, en el capítulo E.050 Suelos y Cimentación. En este caso se ha realizado 3 sondeo con SPT de aproximadamente 6 metros de profundidad.

En el sondeo, se ha realizado una limpieza superficial limpiándolo de todo tipo de residuos, luego con una pala se cavo hasta donde se pueda avanzar fácilmente con el barreno rotativo y con este se profundizo hasta 1m aproximadamente. Desde esta profundidad se exploró con el SPT.

En esta fase de exploración, también se ha tomado muestras de suelo de cada uno de los estratos registrados.

2.2. Alcance de la Investigación de Laboratorio

Con las muestras de suelo obtenidas en la Investigación de Campo, se han realizado los ensayos de laboratorio, con la finalidad de obtener los parámetros que permitan su clasificación e identificación de propiedades físicas y químicas. Los ensayos de laboratorio se han realizado bajo la Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, siendo los siguientes:

ENSAYO	NORMA APLICABLE
Contenido de Humedad	NTP 339.127 (ASTM D2216)
Análisis Granulométrico por	NTP 339.128 (ASTM D422)
Límite Líquido y Limite Plástico	NTP 339.129 (ASTM D4317.)
Peso Específico Relativo de Sólidos	NTP 339.131 (ASTM D854.)
Análisis químico de suelo	NTP 339.177, (AASHTO T291)

2.3. Resultados de los Ensayos de Laboratorio

Del análisis realizado a las 17 muestras en laboratorio, se obtuvieron los siguientes resultados

ENSAYOS DE LABORATORIO

CONTENIDO DE HUMEDAD
NORMAS: NTP 339.127, ASTM D - 2216

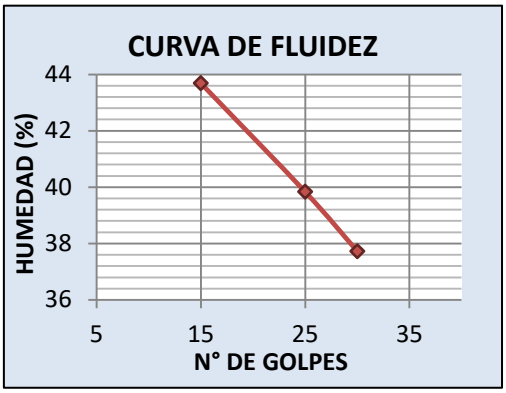
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
NORMAS: NTP. 339.128, ASTM D - 422

LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO
NORMAS: NTP 339.129, ASTM D - 4318

PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS
NORMAS: NTP 339.131 (ASTM D854)

TESISTA: CÉSAR AUGUSTO PORTAL MIDEROS
TESIS: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PISOS EN EL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO
UBICACIÓN: DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

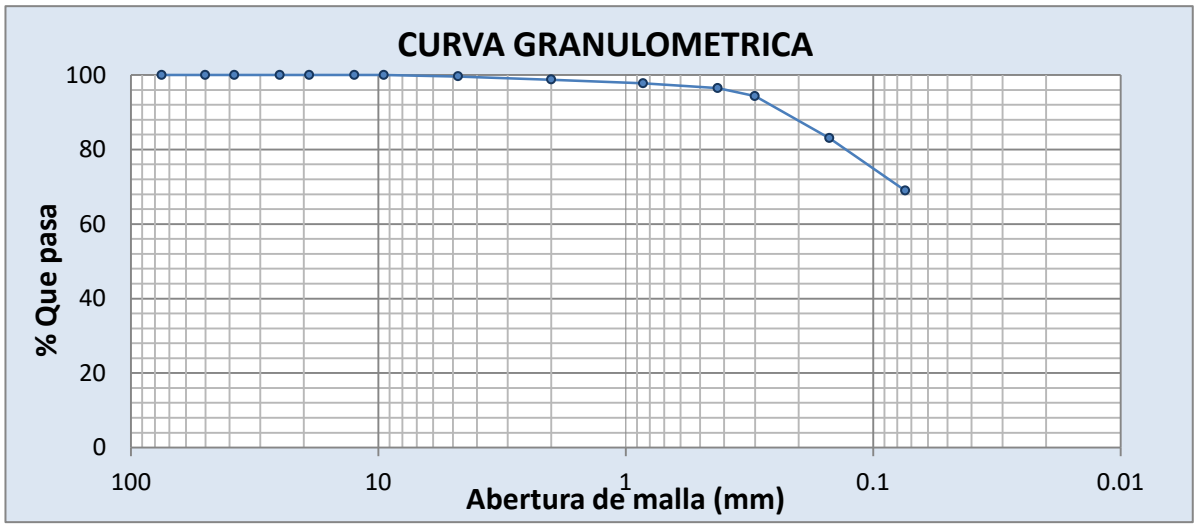
MUESTRA:	SPT1-M1	PROFUNDIDAD: 1.00 - 1.55m	
TAMICES	ABERTURA	ACUMULADO	
ASTM (Pulg.)	(mm.)	RETENIDO (%)	PASA (%)
3"	75		
2"	50		
1 1/2"	38.1		
1"	25		
3/4"	19		
1/2"	12.5		
3/8"	9.5	0.00	100.00
N° 4	4.75	0.40	99.60
N° 10	2	1.25	98.75
N° 20	0.85	2.25	97.75
N° 40	0.425	3.55	96.45
N° 50	0.3	5.70	94.30
N° 100	0.15	17.00	83.00
N° 200	0.074	31.05	68.95
Platillo			
Platillo + Pérdida por lavado		100.00	



L. LIQUIDO	L. PLASTICO	IP
39.71 %	17.28 %	22.43 %

CLASIFICACIÓN SUCS
CL Arcilla de plasticidad baja
CONT. DE HUMEDAD: 22.06 %

Gs=	2.60	Tn/m3
ɣsat=	2.02	Tn/m3
ɣd=	1.65	Tn/m3



ENSAYOS DE LABORATORIO

CONTENIDO DE HUMEDAD
NORMAS: NTP 339.127, ASTM D - 2216

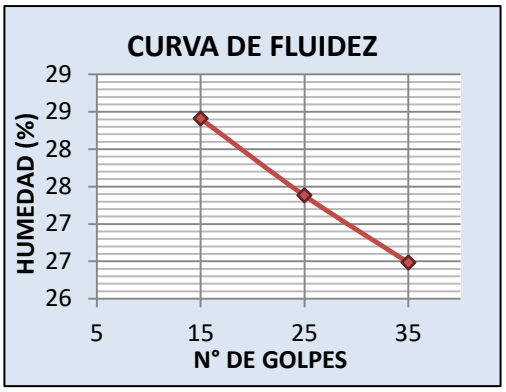
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
NORMAS: NTP. 339.128, ASTM D - 422

LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO
NORMAS: NTP 339.129, ASTM D - 4318

PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS
NORMAS: NTP 339.131 (ASTM D854)

TESISTA: CÉSAR AUGUSTO PORTAL MIDEROS
TESIS: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PISOS EN EL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO
UBICACIÓN: DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

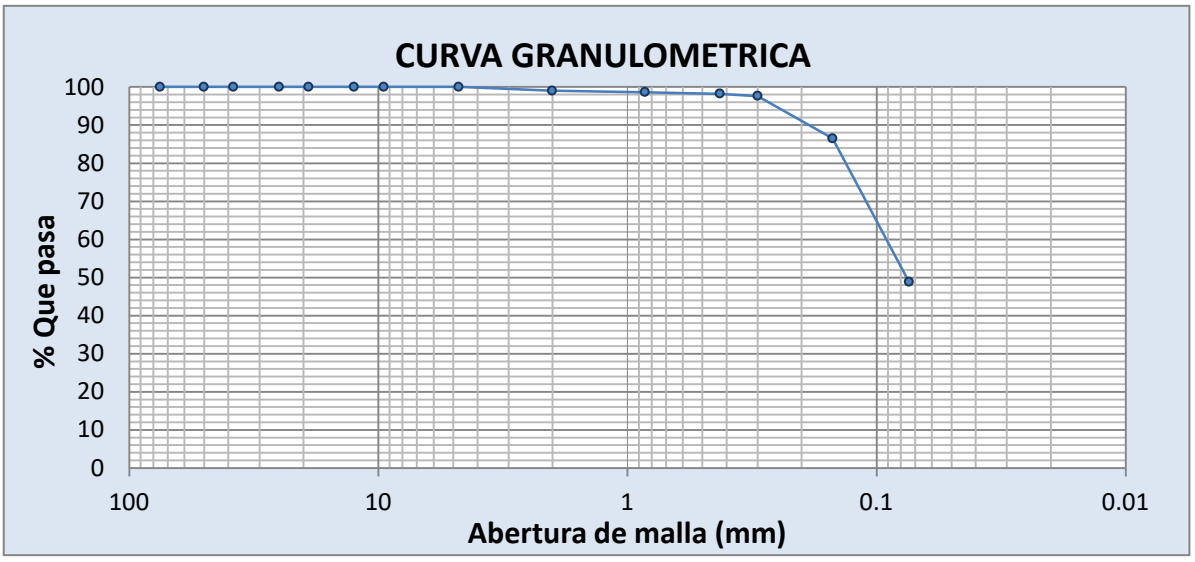
MUESTRA	SPT1-M2	PROFUNDIDAD: 1.55 - 3.25m	
TAMICES	ABERTURA	ACUMULADO	
ASTM (Pulg.)	(mm.)	RETENIDO (%)	PASA (%)
3"	75		
2"	50		
1 1/2"	38.1		
1"	25		
3/4"	19		
1/2"	12.5		
3/8"	9.5	0.00	100.00
N° 4	4.75	0.00	100.00
N° 10	2	1.00	99.00
N° 20	0.85	1.37	98.63
N° 40	0.425	1.80	98.20
N° 50	0.3	2.40	97.60
N° 100	0.15	13.50	86.50
N° 200	0.074	51.20	48.80
Platillo			
Platillo + Pérdida por lavado		100.00	



L. LIQUIDO	L. PLASTICO	IP
27.45 %	20.68 %	6.77 %

CLASIFICACIÓN SUCS
SC-SM Arena arcillosa-limosa
CONT. DE HUMEDAD: 27.45 %

Gs=	2.59	Tn/m3
ɣsat=	1.93	Tn/m3
ɣd=	1.51	Tn/m3



ENSAYOS DE LABORATORIO

CONTENIDO DE HUMEDAD
NORMAS: NTP 339.127, ASTM D - 2216

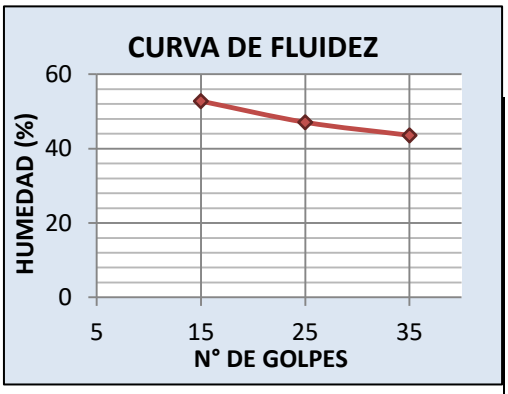
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
NORMAS: NTP. 339.128, ASTM D - 422

LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO
NORMAS: NTP 339.129, ASTM D - 4318

PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS
NORMAS: NTP 339.131 (ASTM D854)

TESISTA: CÉSAR AUGUSTO PORTAL MIDEROS
TESIS: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PISOS EN EL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO
UBICACIÓN: DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

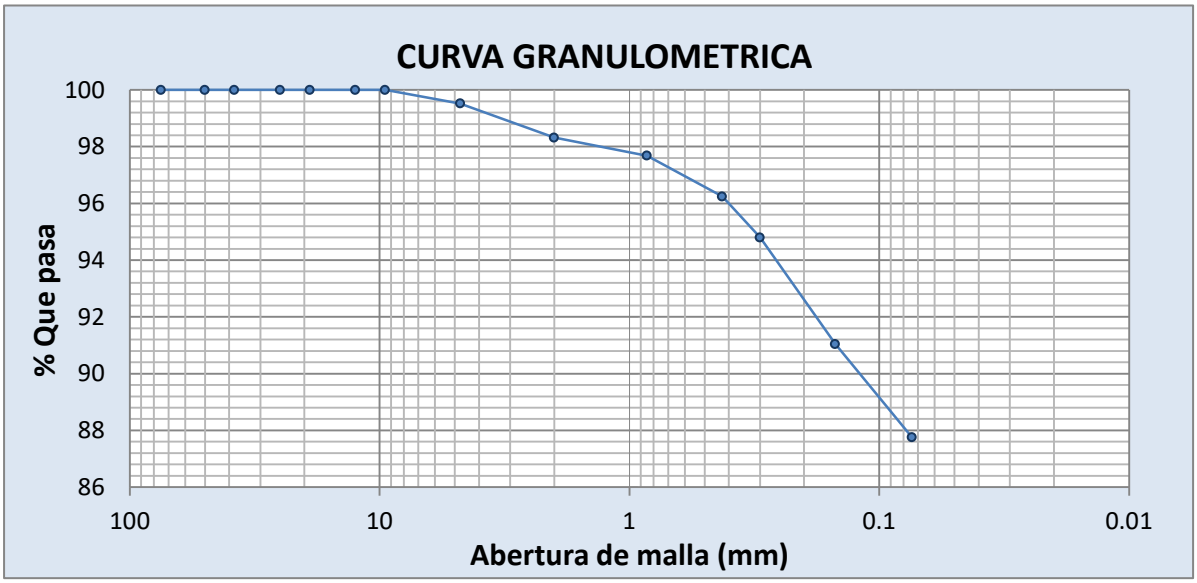
MUESTRA	SPT1-M3	PROFUNDIDAD:	3.25 - 3.70m
TAMICES	ABERTURA	ACUMULADO	
ASTM (Pulg.)	(mm.)	RETENIDO (%)	PASA (%)
3"	75		
2"	50		
1 1/2"	38.1		
1"	25		
3/4"	19		
1/2"	12.5		
3/8"	9.5	0.00	100.00
N° 4	4.75	0.48	99.52
N° 10	2	1.68	98.32
N° 20	0.85	2.32	97.68
N° 40	0.425	3.76	96.24
N° 50	0.3	5.20	94.80
N° 100	0.15	8.96	91.04
N° 200	0.074	12.24	87.76
Platillo			
Platillo + Pérdida por lavado		100.00	



L. LIQUIDO	L. PLASTICO	IP
48.17 %	27.13 %	21.04 %

CLASIFICACIÓN SUCS
CL Arcilla de plasticidad baja
CONT. DE HUMEDAD: 30.83 %

Gs=	2.48	Tn/m3
ɣsat=	1.84	Tn/m3
ɣd=	1.41	Tn/m3



ENSAYOS DE LABORATORIO

CONTENIDO DE HUMEDAD
NORMAS: NTP 339.127, ASTM D - 2216

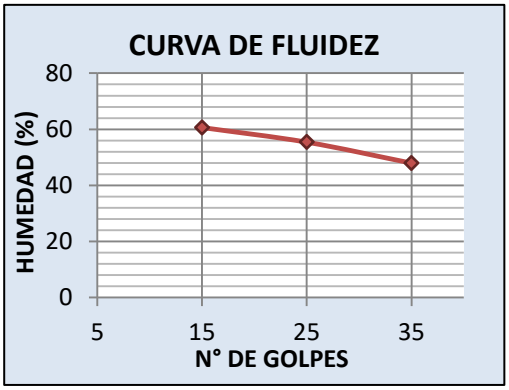
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
NORMAS: NTP. 339.128, ASTM D - 422

LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO
NORMAS: NTP 339.129, ASTM D - 4318

PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS
NORMAS: NTP 339.131 (ASTM D854)

TESISTA: CÉSAR AUGUSTO PORTAL MIDEROS
TESIS: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PISOS EN EL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO
UBICACIÓN: DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

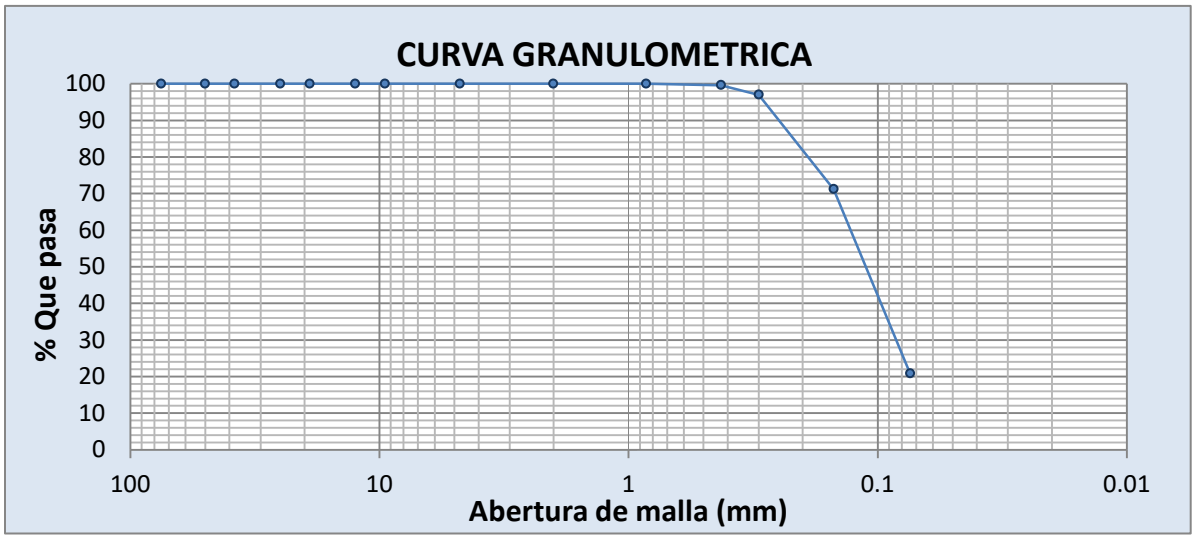
MUESTRA	SPT1-M4	PROFUNDIDAD: 3.70 - 5.80m	
TAMICES	ABERTURA	ACUMULADO	
ASTM (Pulg.)	(mm.)	RETENIDO (%)	PASA (%)
3"	75		
2"	50		
1 1/2"	38.1		
1"	25		
3/4"	19		
1/2"	12.5		
3/8"	9.5	0.00	100.00
N° 4	4.75	0.00	100.00
N° 10	2	0.00	100.00
N° 20	0.85	0.00	100.00
N° 40	0.425	0.36	99.64
N° 50	0.3	2.99	97.01
N° 100	0.15	28.81	71.19
N° 200	0.074	79.19	20.81
Platillo			
Platillo + Pérdida por lavado		100.00	



L. LIQUIDO	L. PLASTICO	IP
54.28 %	26.03 %	28.25 %

CLASIFICACIÓN SUCS
SC Arena arcillosa
CONT. DE HUMEDAD: 19.87 %

Gs=	2.67	Tn/m3
ɣsat=	2.09	Tn/m3
ɣd=	1.74	Tn/m3



ENSAYOS DE LABORATORIO

CONTENIDO DE HUMEDAD
NORMAS: NTP 339.127, ASTM D - 2216

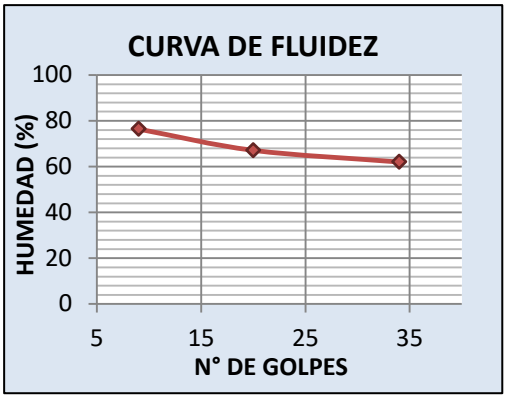
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
NORMAS: NTP. 339.128, ASTM D - 422

LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO
NORMAS: NTP 339.129, ASTM D - 4318

PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS
NORMAS: NTP 339.131 (ASTM D854)

TESISTA: CÉSAR AUGUSTO PORTAL MIDEROS
TESIS: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PISOS EN EL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO
UBICACIÓN: DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

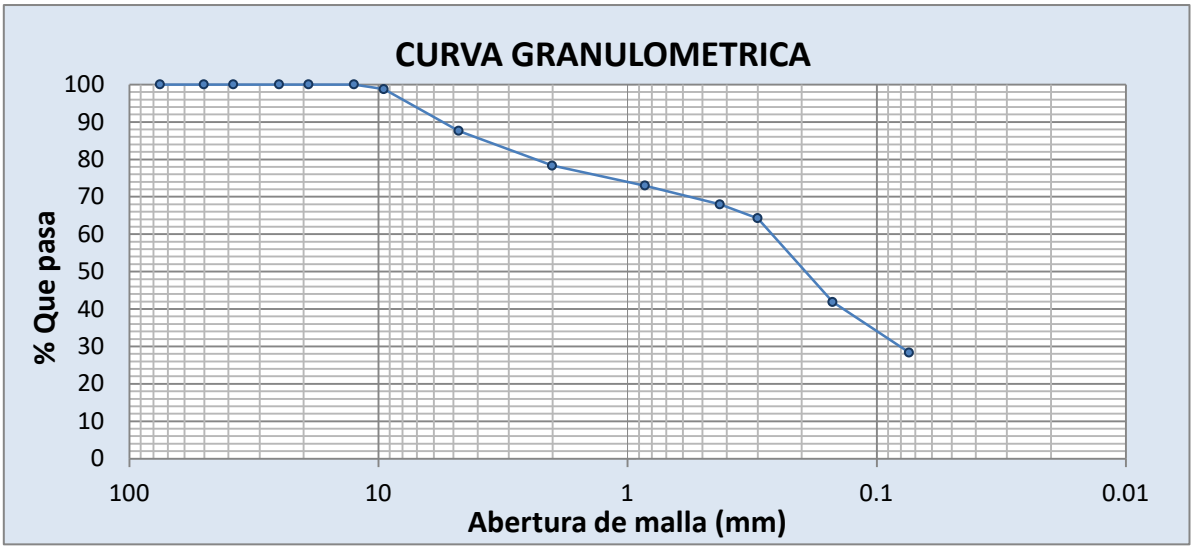
MUESTRA	SPT1-M5	PROFUNDIDAD: 5.80 - 5.95m	
TAMICES	ABERTURA	ACUMULADO	
ASTM (Pulg.)	(mm.)	RETENIDO (%)	PASA (%)
3"	75		
2"	50		
1 1/2"	38.1		
1"	25		
3/4"	19		
1/2"	12.5		
3/8"	9.5	1.24	98.76
N° 4	4.75	12.41	87.59
N° 10	2	21.67	78.33
N° 20	0.85	27.04	72.96
N° 40	0.425	32.04	67.96
N° 50	0.3	35.74	64.26
N° 100	0.15	58.15	41.85
N° 200	0.074	71.67	28.33
Platillo			
Platillo + Pérdida por lavado		100.00	



L. LIQUIDO	L. PLASTICO	IP
67.18 %	24.64 %	42.54 %

CLASIFICACIÓN SUCS
SC Arena arcillosa
CONT. DE HUMEDAD: 13.02 %

Gs=	2.51	Tn/m3
ɣsat=	2.13	Tn/m3
ɣd=	1.89	Tn/m3



ENSAYOS DE LABORATORIO

CONTENIDO DE HUMEDAD
NORMAS: NTP 339.127, ASTM D - 2216

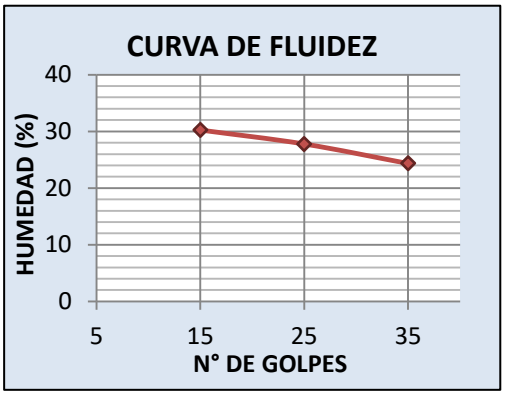
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
NORMAS: NTP. 339.128, ASTM D - 422

LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO
NORMAS: NTP 339.129, ASTM D - 4318

PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS
NORMAS: NTP 339.131 (ASTM D854)

TESISTA: CÉSAR AUGUSTO PORTAL MIDEROS
TESIS: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PISOS EN EL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO
UBICACIÓN: DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

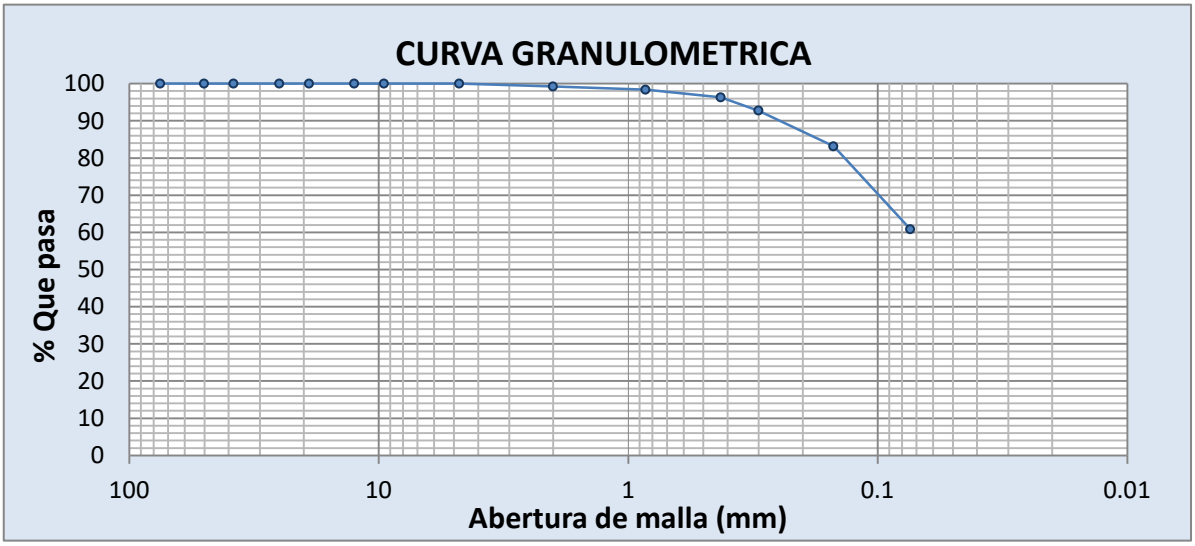
MUESTRA	SPT2-M1	PROFUNDIDAD: 1.05 - 1.45m	
TAMICES	ABERTURA	ACUMULADO	
ASTM (Pulg.)	(mm.)	RETENIDO (%)	PASA (%)
3"	75		
2"	50		
1 1/2"	38.1		
1"	25		
3/4"	19		
1/2"	12.5		
3/8"	9.5	0.00	100.00
N° 4	4.75	0.00	100.00
N° 10	2	0.77	99.23
N° 20	0.85	1.63	98.37
N° 40	0.425	3.70	96.30
N° 50	0.3	7.27	92.73
N° 100	0.15	16.87	83.13
N° 200	0.074	39.17	60.83
Platillo			
Platillo + Pérdida por lavado		100.00	



L. LIQUIDO	L. PLASTICO	IP
27.29 %	20.00 %	7.29 %

CLASIFICACIÓN SUCS
CL Arcilla de plasticidad baja
CONT. DE HUMEDAD: 21.85 %

Gs=	2.60	Tn/m3
ɣsat=	2.02	Tn/m3
ɣd=	1.66	Tn/m3



ENSAYOS DE LABORATORIO

CONTENIDO DE HUMEDAD
NORMAS: NTP 339.127, ASTM D - 2216

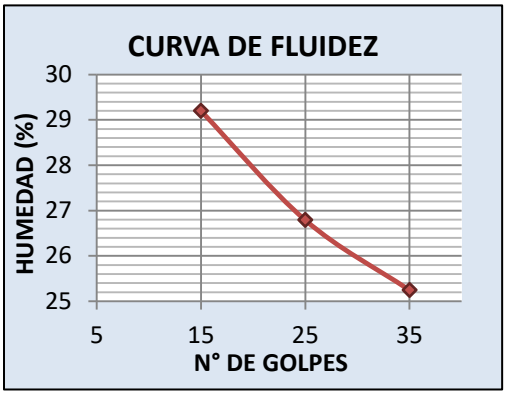
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
NORMAS: NTP. 339.128, ASTM D - 422

LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO
NORMAS: NTP 339.129, ASTM D - 4318

PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS
NORMAS: NTP 339.131 (ASTM D854)

TESISTA: CÉSAR AUGUSTO PORTAL MIDEROS
TESIS: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PISOS EN EL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO
UBICACIÓN: DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

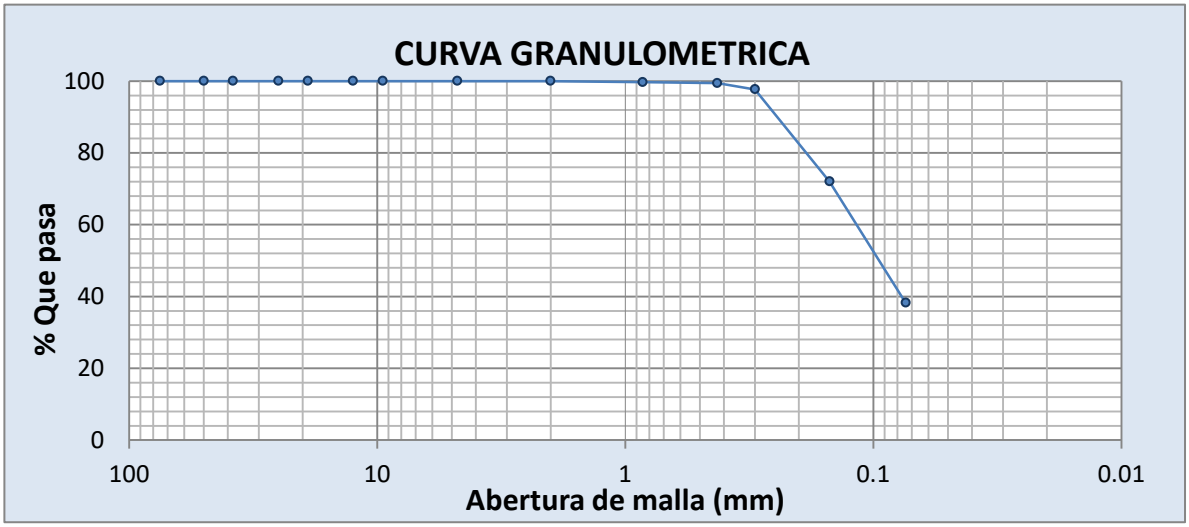
MUESTRA	SPT2-M2	PROFUNDIDAD:	1.45 - 3.45m
TAMICES	ABERTURA	ACUMULADO	
ASTM (Pulg.)	(mm.)	RETENIDO (%)	PASA (%)
3"	75		
2"	50		
1 1/2"	38.1		
1"	25		
3/4"	19		
1/2"	12.5		
3/8"	9.5	0.00	100.00
N° 4	4.75	0.00	100.00
N° 10	2	0.00	100.00
N° 20	0.85	0.30	99.70
N° 40	0.425	0.59	99.41
N° 50	0.3	2.30	97.70
N° 100	0.15	28.01	71.99
N° 200	0.074	61.78	38.22
Platillo			
Platillo + Pérdida por lavado		100.00	



L. LIQUIDO	L. PLASTICO	IP
27.22 %	20.33 %	6.89 %

CLASIFICACIÓN SUCS
SC-SM Arena arcillosa-limosa
CONT. DE HUMEDAD: 25.19 %

Gs=	2.62	Tn/m3
ɣsat=	1.97	Tn/m3
ɣd=	1.58	Tn/m3



ENSAYOS DE LABORATORIO

CONTENIDO DE HUMEDAD
NORMAS: NTP 339.127, ASTM D - 2216

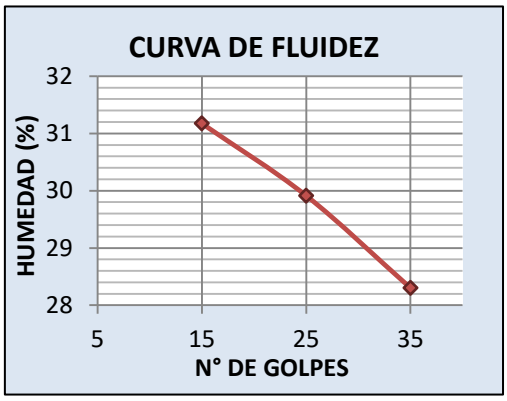
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
NORMAS: NTP. 339.128, ASTM D - 422

LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO
NORMAS: NTP 339.129, ASTM D - 4318

PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS
NORMAS: NTP 339.131 (ASTM D854)

TESISTA: CÉSAR AUGUSTO PORTAL MIDEROS
TESIS: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PISOS EN EL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO
UBICACIÓN: DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

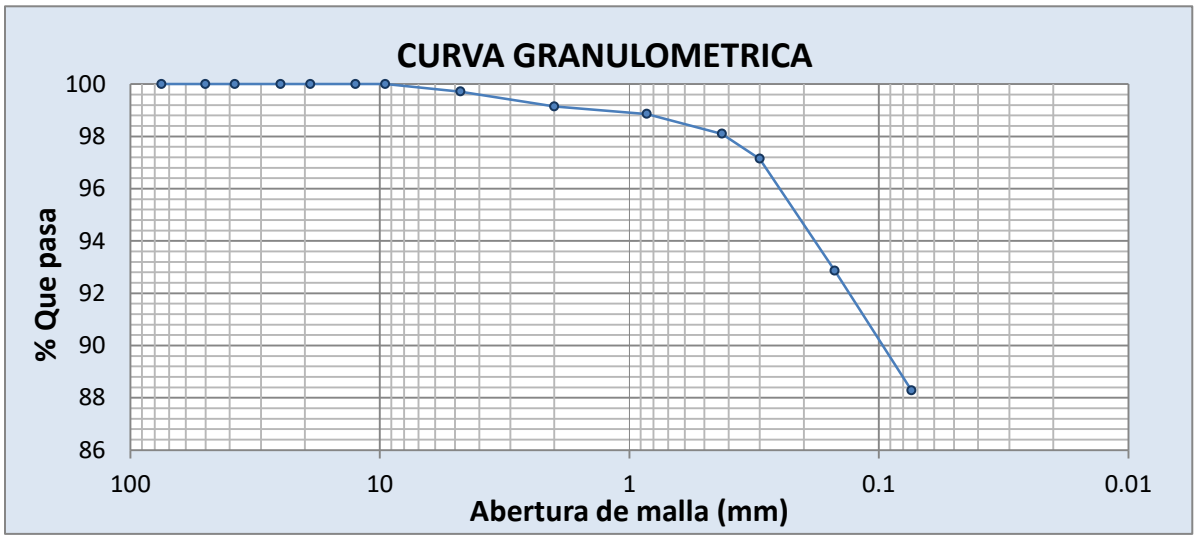
MUESTRA	SPT2-M3	PROFUNDIDAD: 3.45 - 3.75m	
TAMICES	ABERTURA	ACUMULADO	
ASTM (Pulg.)	(mm.)	RETENIDO (%)	PASA (%)
3"	75		
2"	50		
1 1/2"	38.1		
1"	25		
3/4"	19		
1/2"	12.5		
3/8"	9.5	0.00	100.00
N° 4	4.75	0.29	99.71
N° 10	2	0.86	99.14
N° 20	0.85	1.14	98.86
N° 40	0.425	1.90	98.10
N° 50	0.3	2.86	97.14
N° 100	0.15	7.14	92.86
N° 200	0.074	11.71	88.29
Platillo			
Platillo + Pérdida por lavado		100.00	



L. LIQUIDO	L. PLASTICO	IP
29.74 %	14.67 %	15.07 %

CLASIFICACIÓN SUCS
CL Arcilla de plasticidad baja
CONT. DE HUMEDAD: 28.64 %

Gs=	2.60	Tn/m3
ɣsat=	1.92	Tn/m3
ɣd=	1.49	Tn/m3



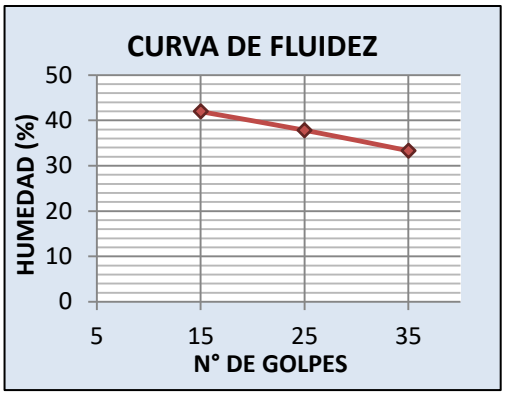
ENSAYOS DE LABORATORIO

CONTENIDO DE HUMEDAD
NORMAS: NTP 339.127, ASTM D - 2216
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
NORMAS: NTP. 339.128, ASTM D - 422

LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO
NORMAS: NTP 339.129, ASTM D - 4318
PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS
NORMAS: NTP 339.131 (ASTM D854)

TESISTA: CÉSAR AUGUSTO PORTAL MIDEROS
TESIS: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PISOS EN EL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO
UBICACIÓN: DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

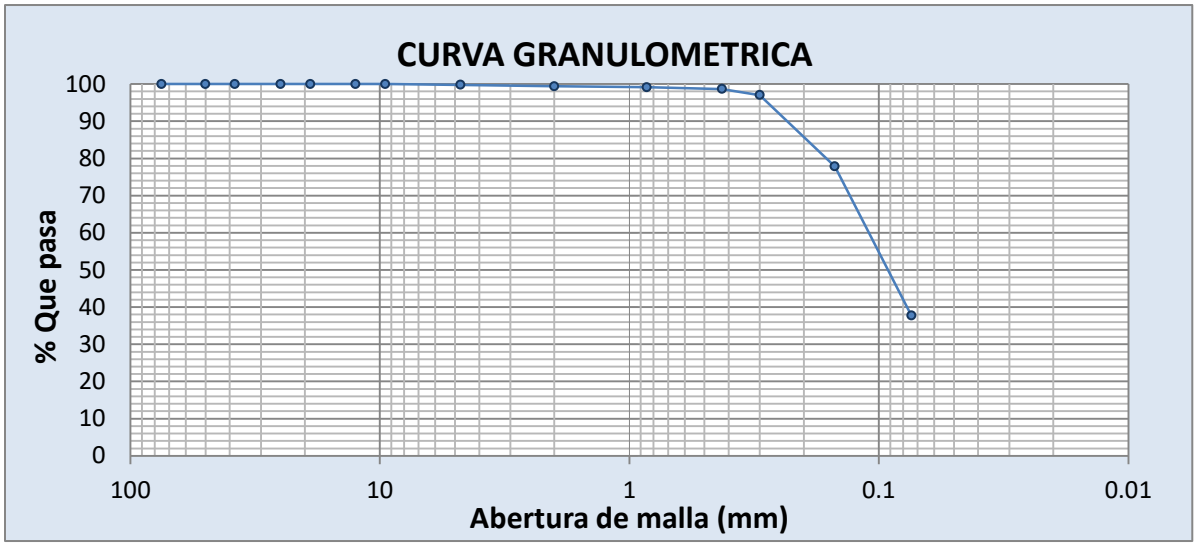
MUESTRA	SPT2-M4	PROFUNDIDAD: 3.75 - 5.40m	
TAMICES	ABERTURA	ACUMULADO	
ASTM (Pulg.)	(mm.)	RETENIDO (%)	PASA (%)
3"	75		
2"	50		
1 1/2"	38.1		
1"	25		
3/4"	19		
1/2"	12.5		
3/8"	9.5	0.00	100.00
N° 4	4.75	0.20	99.80
N° 10	2	0.60	99.40
N° 20	0.85	0.85	99.15
N° 40	0.425	1.35	98.65
N° 50	0.3	2.95	97.05
N° 100	0.15	22.15	77.85
N° 200	0.074	62.30	37.70
Platillo			
Platillo + Pérdida por lavado		100.00	



L. LIQUIDO	L. PLASTICO	IP
37.62 %	23.53 %	14.09 %

CLASIFICACIÓN SUCS
SC Arena arcillosa
CONT. DE HUMEDAD: 23.45 %

Gs=	2.93	Tn/m3
ɣsat=	2.14	Tn/m3
ɣd=	1.74	Tn/m3



ENSAYOS DE LABORATORIO

CONTENIDO DE HUMEDAD
NORMAS: NTP 339.127, ASTM D - 2216

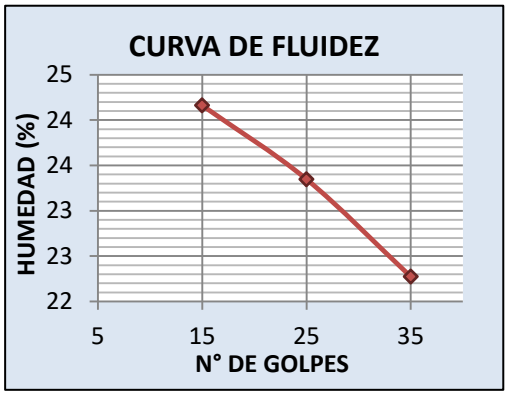
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
NORMAS: NTP. 339.128, ASTM D - 422

LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO
NORMAS: NTP 339.129, ASTM D - 4318

PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS
NORMAS: NTP 339.131 (ASTM D854)

TESISTA: CÉSAR AUGUSTO PORTAL MIDEROS
TESIS: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PISOS EN EL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO
UBICACIÓN: DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

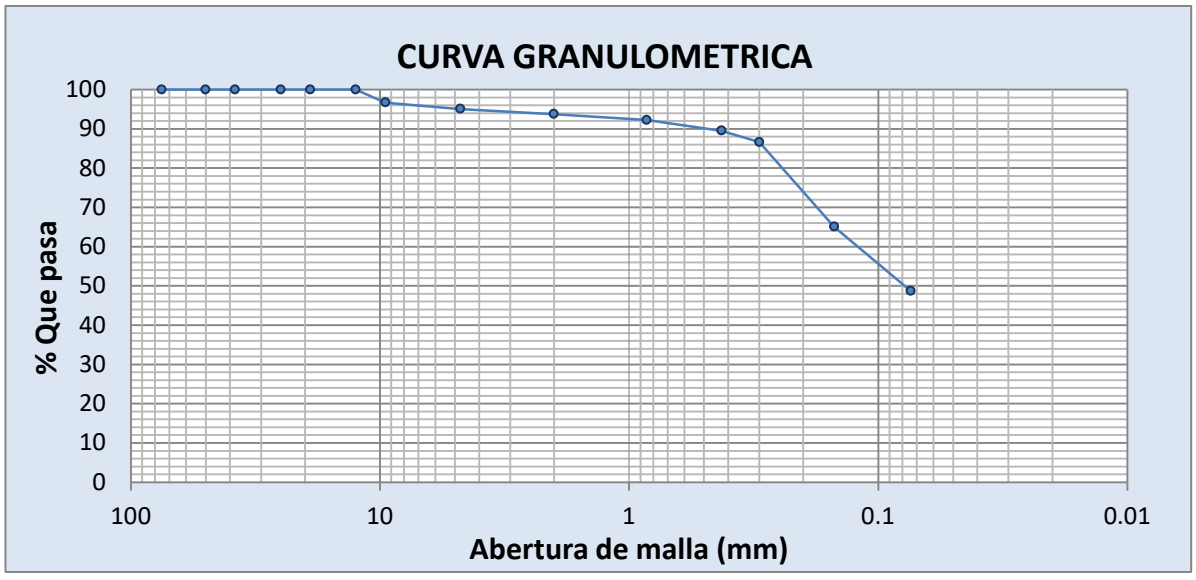
MUESTRA	SPT2-M5	PROFUNDIDAD: 5.40 - 6.00m	
TAMICES	ABERTURA	ACUMULADO	
ASTM (Pulg.)	(mm.)	RETENIDO (%)	PASA (%)
3"	75		
2"	50		
1 1/2"	38.1		
1"	25		
3/4"	19		
1/2"	12.5		
3/8"	9.5	3.30	96.70
N° 4	4.75	4.95	95.05
N° 10	2	6.25	93.75
N° 20	0.85	7.75	92.25
N° 40	0.425	10.50	89.50
N° 50	0.3	13.40	86.60
N° 100	0.15	34.95	65.05
N° 200	0.074	51.30	48.70
Platillo			
Platillo + Pérdida por lavado		100.00	



L. LIQUIDO	L. PLASTICO	IP
23.22 %	9.58 %	13.64 %

CLASIFICACIÓN SUCS
SC Arena arcillosa
CONT. DE HUMEDAD: 20.08 %

Gs=	2.87	Tn/m3
ɣsat=	2.19	Tn/m3
ɣd=	1.82	Tn/m3



ENSAYOS DE LABORATORIO

CONTENIDO DE HUMEDAD
NORMAS: NTP 339.127, ASTM D - 2216

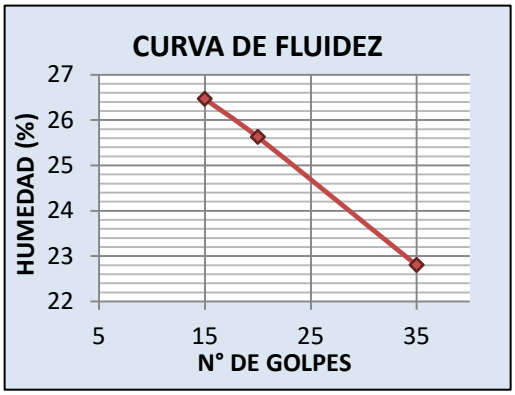
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
NORMAS: NTP. 339.128, ASTM D - 422

LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO
NORMAS: NTP 339.129, ASTM D - 4318

PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS
NORMAS: NTP 339.131 (ASTM D854)

TESISTA: CÉSAR AUGUSTO PORTAL MIDEROS
TESIS: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PISOS EN EL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO
UBICACIÓN: DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

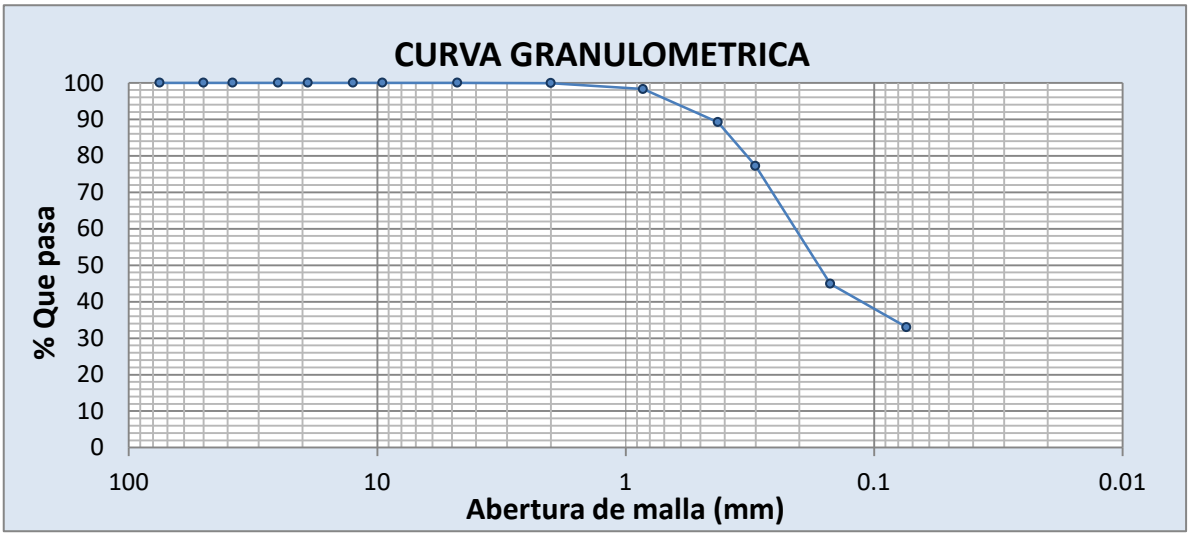
MUESTRA	SPT3-M1	PROFUNDIDAD: 1.10 - 2.75m	
TAMICES	ABERTURA	ACUMULADO	
ASTM (Pulg.)	(mm.)	RETENIDO (%)	PASA (%)
3"	75		
2"	50		
1 1/2"	38.1		
1"	25		
3/4"	19		
1/2"	12.5		
3/8"	9.5	0.00	100.00
N° 4	4.75	0.00	100.00
N° 10	2	0.10	99.90
N° 20	0.85	1.73	98.27
N° 40	0.425	10.80	89.20
N° 50	0.3	22.83	77.17
N° 100	0.15	55.10	44.90
N° 200	0.074	67.00	33.00
Platillo			
Platillo + Pérdida por lavado		100.00	



L. LIQUIDO	L. PLASTICO	IP
24.63 %	18.84 %	5.79 %

CLASIFICACIÓN SUCS
SC-SM Arena arcillosa-limosa
CONT. DE HUMEDAD: 14.56 %

Gs=	2.48	Tn/m3
ɣsat=	2.09	Tn/m3
ɣd=	1.82	Tn/m3



ENSAYOS DE LABORATORIO

CONTENIDO DE HUMEDAD
NORMAS: NTP 339.127, ASTM D - 2216

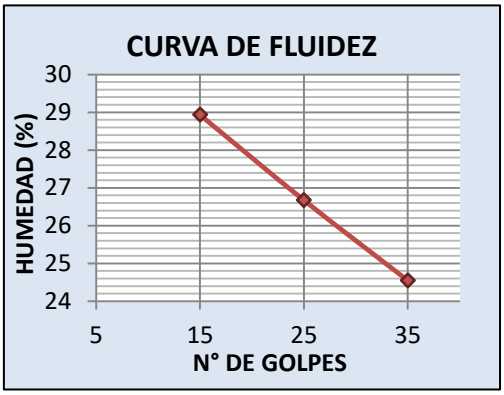
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
NORMAS: NTP. 339.128, ASTM D - 422

LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO
NORMAS: NTP 339.129, ASTM D - 4318

PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS
NORMAS: NTP 339.131 (ASTM D854)

TESISTA: CÉSAR AUGUSTO PORTAL MIDEROS
TESIS: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PISOS EN EL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO
UBICACIÓN: DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

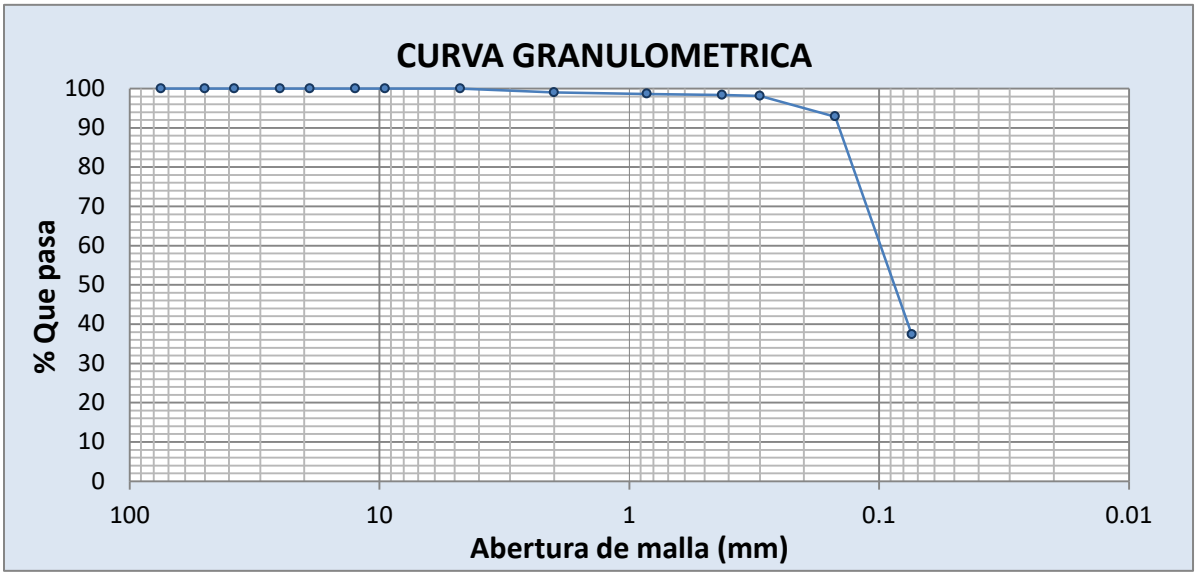
MUESTRA	SPT3-M2	PROFUNDIDAD: 2.75 - 3.50m	
TAMICES	ABERTURA	ACUMULADO	
ASTM (Pulg.)	(mm.)	RETENIDO (%)	PASA (%)
3"	75		
2"	50		
1 1/2"	38.1		
1"	25		
3/4"	19		
1/2"	12.5		
3/8"	9.5	0.00	100.00
N° 4	4.75	0.00	100.00
N° 10	2	1.00	99.00
N° 20	0.85	1.38	98.63
N° 40	0.425	1.63	98.38
N° 50	0.3	1.88	98.13
N° 100	0.15	7.13	92.88
N° 200	0.074	62.63	37.38
Platillo			
Platillo + Pérdida por lavado		100.00	



L. LIQUIDO	L. PLASTICO	IP
26.74 %	20.13 %	6.61 %

CLASIFICACIÓN SUCS
SC-SM Arena arcillosa-limosa
CONT. DE HUMEDAD: 26.70 %

Gs=	2.98	Tn/m3
ɣsat=	2.10	Tn/m3
ɣd=	1.66	Tn/m3



ENSAYOS DE LABORATORIO

CONTENIDO DE HUMEDAD
NORMAS: NTP 339.127, ASTM D - 2216

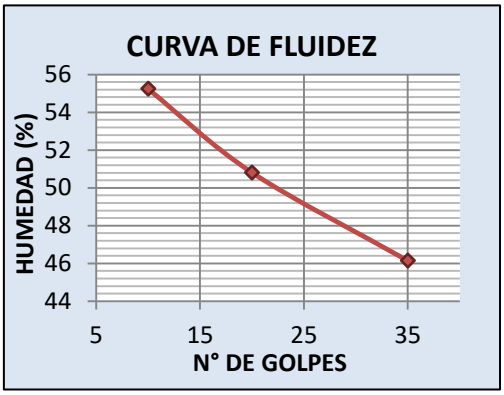
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
NORMAS: NTP. 339.128, ASTM D - 422

LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO
NORMAS: NTP 339.129, ASTM D - 4318

PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS
NORMAS: NTP 339.131 (ASTM D854)

TESISTA: CÉSAR AUGUSTO PORTAL MIDEROS
TESIS: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PISOS EN EL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO
UBICACIÓN: DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

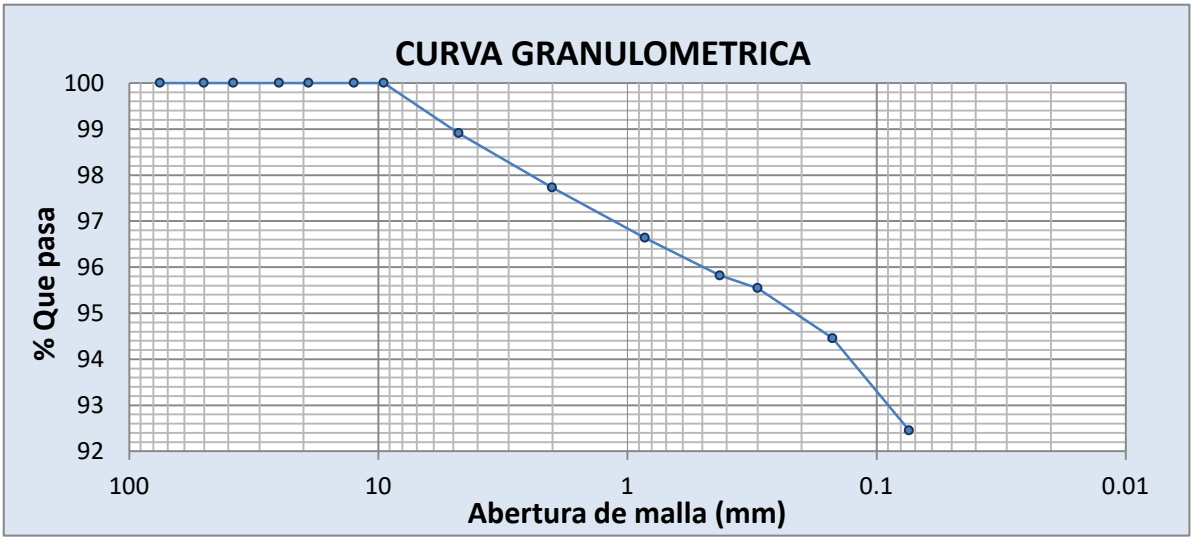
MUESTRA	SPT3-M3	PROFUNDIDAD: 3.50 - 3.80m	
TAMICES	ABERTURA	ACUMULADO	
ASTM (Pulg.)	(mm.)	RETENIDO (%)	PASA (%)
3"	75		
2"	50		
1 1/2"	38.1		
1"	25		
3/4"	19		
1/2"	12.5		
3/8"	9.5	0.00	100.00
N° 4	4.75	1.09	98.91
N° 10	2	2.27	97.73
N° 20	0.85	3.36	96.64
N° 40	0.425	4.18	95.82
N° 50	0.3	4.45	95.55
N° 100	0.15	5.55	94.45
N° 200	0.074	7.55	92.45
Platillo			
Platillo + Pérdida por lavado		100.00	



L. LIQUIDO	L. PLASTICO	IP
49.78 %	27.74 %	22.05 %

CLASIFICACIÓN SUCS
CL Arcilla de plasticidad baja
CONT. DE HUMEDAD: 32.17 %

Gs=	2.54	Tn/m3
ɣsat=	1.85	Tn/m3
ɣd=	1.40	Tn/m3



ENSAYOS DE LABORATORIO

CONTENIDO DE HUMEDAD
NORMAS: NTP 339.127, ASTM D - 2216

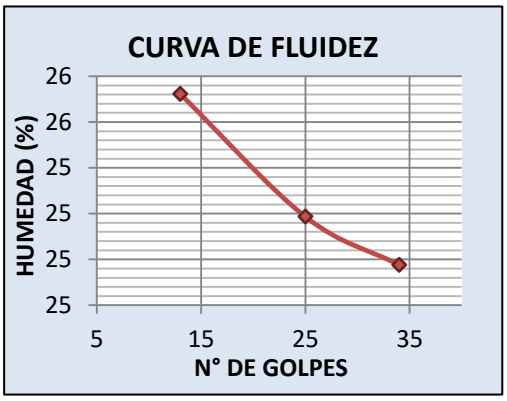
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
NORMAS: NTP. 339.128, ASTM D - 422

LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO
NORMAS: NTP 339.129, ASTM D - 4318

PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS
NORMAS: NTP 339.131 (ASTM D854)

TESISTA: CÉSAR AUGUSTO PORTAL MIDEROS
TESIS: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PISOS EN EL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO
UBICACIÓN: DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

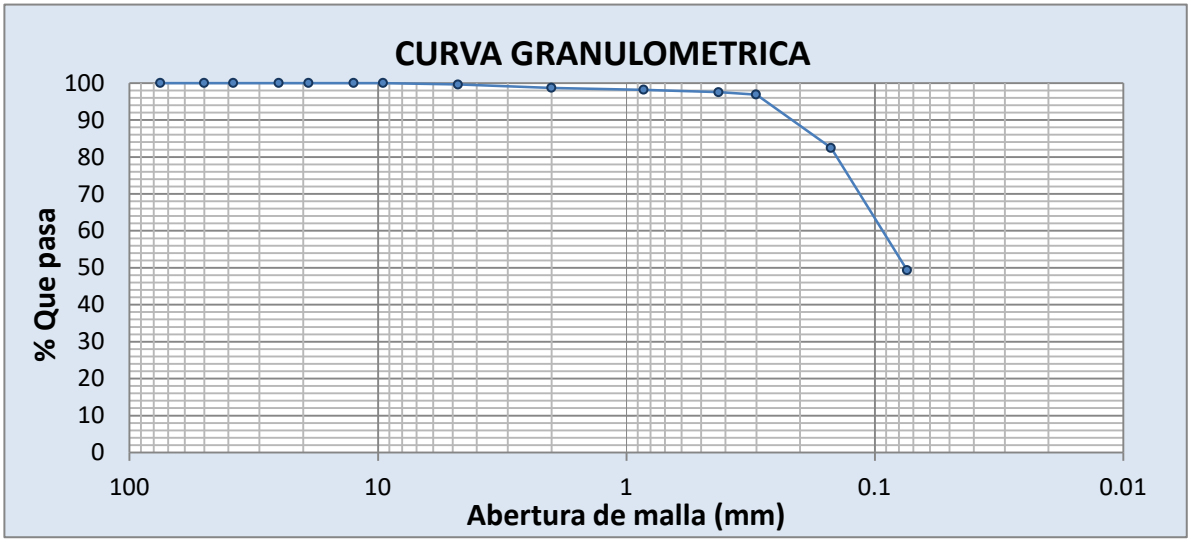
MUESTRA	SPT3-M4	PROFUNDIDAD: 3.80 - 5.15m	
TAMICES	ABERTURA	ACUMULADO	
ASTM (Pulg.)	(mm.)	RETENIDO (%)	PASA (%)
3"	75		
2"	50		
1 1/2"	38.1		
1"	25		
3/4"	19		
1/2"	12.5		
3/8"	9.5	0.00	100.00
N° 4	4.75	0.40	99.60
N° 10	2	1.30	98.70
N° 20	0.85	1.80	98.20
N° 40	0.425	2.45	97.55
N° 50	0.3	3.10	96.90
N° 100	0.15	17.55	82.45
N° 200	0.074	50.70	49.30
Platillo			
Platillo + Pérdida por lavado		100.00	



L. LIQUIDO	L. PLASTICO	IP
25.30 %	19.67 %	5.63 %

CLASIFICACIÓN SUCS
SC-SM Arena arcillosa-limosa
CONT. DE HUMEDAD: 25.25 %

Gs=	2.72	Tn/m3
ɣsat=	2.02	Tn/m3
ɣd=	1.61	Tn/m3



ENSAYOS DE LABORATORIO

CONTENIDO DE HUMEDAD
NORMAS: NTP 339.127, ASTM D - 2216

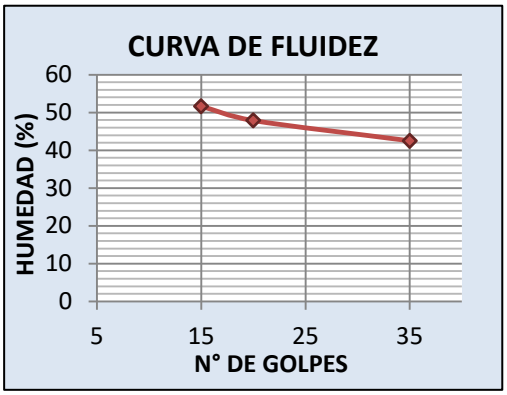
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
NORMAS: NTP. 339.128, ASTM D - 422

LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO
NORMAS: NTP 339.129, ASTM D - 4318

PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS
NORMAS: NTP 339.131 (ASTM D854)

TESISTA: CÉSAR AUGUSTO PORTAL MIDEROS
TESIS: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PISOS EN EL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO
UBICACIÓN: DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

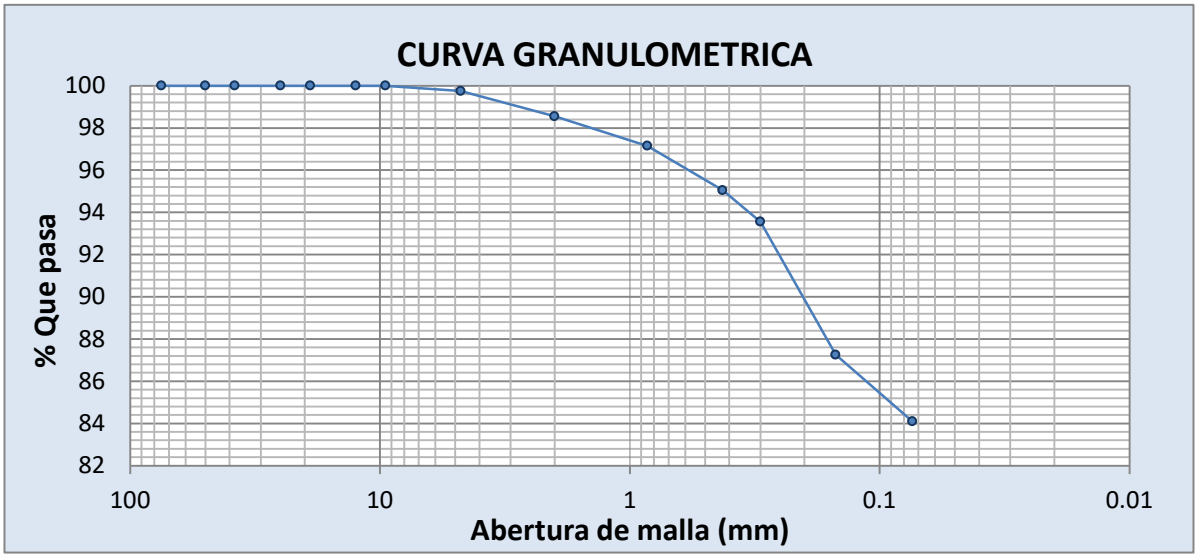
MUESTRA	SPT3-M5	PROFUNDIDAD: 5.15 - 5.60m	
TAMICES	ABERTURA	ACUMULADO	
ASTM (Pulg.)	(mm.)	RETENIDO (%)	PASA (%)
3"	75		
2"	50		
1 1/2"	38.1		
1"	25		
3/4"	19		
1/2"	12.5		
3/8"	9.5	0.00	100.00
N° 4	4.75	0.25	99.75
N° 10	2	1.45	98.55
N° 20	0.85	2.85	97.15
N° 40	0.425	4.95	95.05
N° 50	0.3	6.45	93.55
N° 100	0.15	12.75	87.25
N° 200	0.074	15.90	84.10
Platillo			
Platillo + Pérdida por lavado		100.00	



L. LIQUIDO	L. PLASTICO	IP
47.09 %	18.29 %	28.80 %

CLASIFICACIÓN SUCS
CL Arcilla de plasticidad baja
CONT. DE HUMEDAD: 27.83 %

Gs=	3.08	Tn/m3
ɣsat=	2.12	Tn/m3
ɣd=	1.66	Tn/m3



ENSAYOS DE LABORATORIO

CONTENIDO DE HUMEDAD
NORMAS: NTP 339.127, ASTM D - 2216

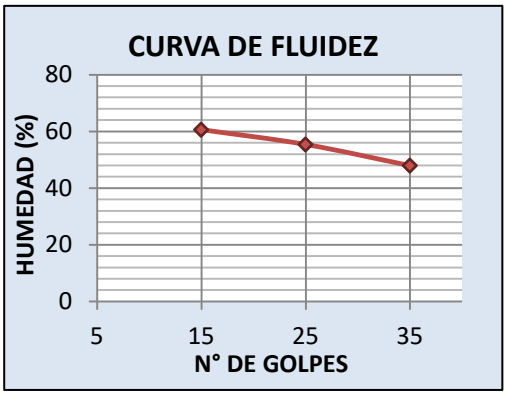
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
NORMAS: NTP. 339.128, ASTM D - 422

LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO
NORMAS: NTP 339.129, ASTM D - 4318

PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS
NORMAS: NTP 339.131 (ASTM D854)

TESISTA: CÉSAR AUGUSTO PORTAL MIDEROS
TESIS: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PISOS EN EL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO
UBICACIÓN: DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

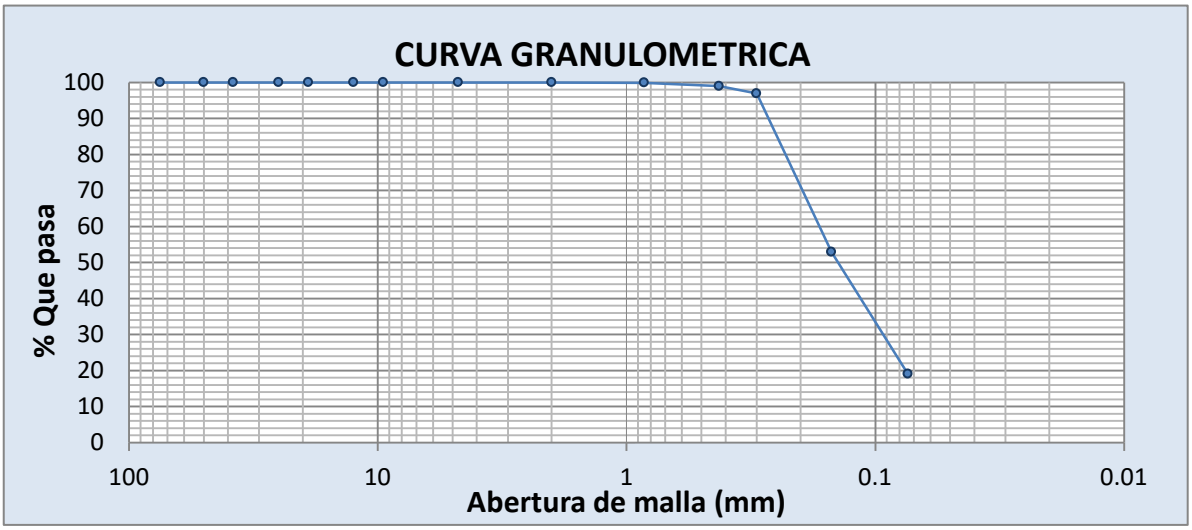
MUESTRA	SPT3-M6	PROFUNDIDAD: 5.60 - 5.90m	
TAMICES	ABERTURA	ACUMULADO	
ASTM (Pulg.)	(mm.)	RETENIDO (%)	PASA (%)
3"	75		
2"	50		
1 1/2"	38.1		
1"	25		
3/4"	19		
1/2"	12.5		
3/8"	9.5	0.00	100.00
N° 4	4.75	0.00	100.00
N° 10	2	0.00	100.00
N° 20	0.85	0.12	99.88
N° 40	0.425	1.06	98.94
N° 50	0.3	3.06	96.94
N° 100	0.15	47.12	52.88
N° 200	0.074	80.94	19.06
Platillo			
Platillo + Pérdida por lavado		100.00	



L. LIQUIDO	L. PLASTICO	IP
54.28 %	26.03 %	28.25 %

CLASIFICACIÓN SUCS
SC Arena arcillosa
CONT. DE HUMEDAD: 21.73 %

Gs=	2.65	Tn/m3
ɣsat=	2.05	Tn/m3
ɣd=	1.68	Tn/m3



ENSAYOS DE LABORATORIO

CONTENIDO DE HUMEDAD
NORMAS: NTP 339.127, ASTM D - 2216

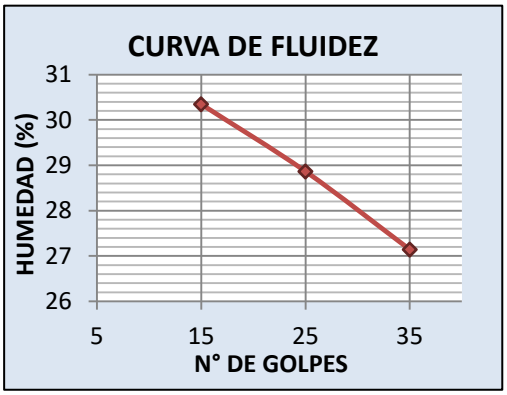
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
NORMAS: NTP. 339.128, ASTM D - 422

LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO
NORMAS: NTP 339.129, ASTM D - 4318

PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS
NORMAS: NTP 339.131 (ASTM D854)

TESISTA: CÉSAR AUGUSTO PORTAL MIDEROS
TESIS: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PISOS EN EL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO
UBICACIÓN: DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

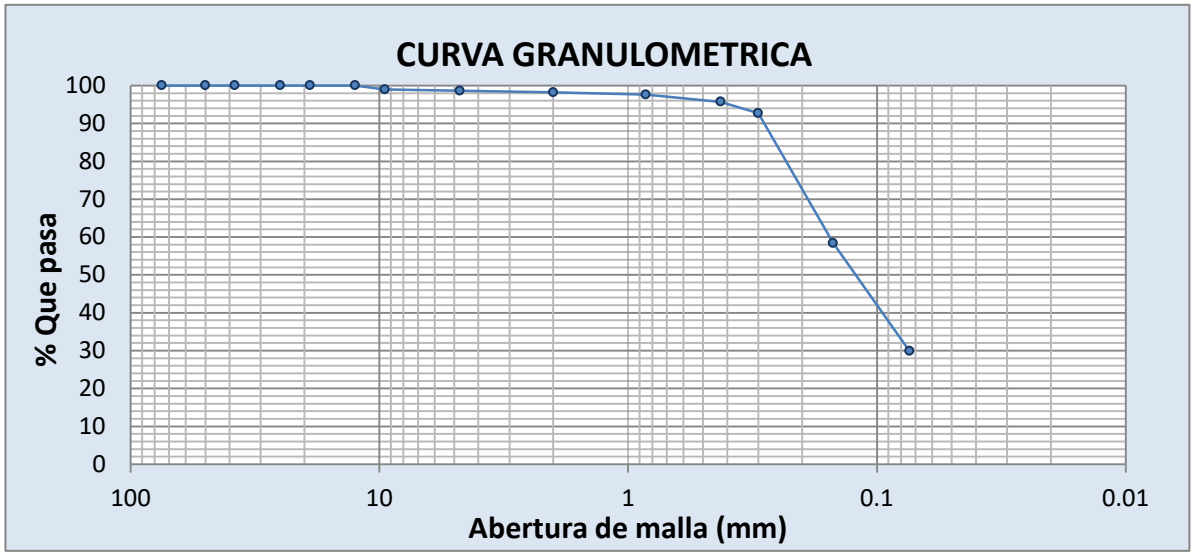
MUESTRA	SPT3-M7	PROFUNDIDAD: 5.90 - 6.05m	
TAMICES	ABERTURA	ACUMULADO	
ASTM (Pulg.)	(mm.)	RETENIDO (%)	PASA (%)
3"	75		
2"	50		
1 1/2"	38.1		
1"	25		
3/4"	19		
1/2"	12.5		
3/8"	9.5	1.05	98.95
N° 4	4.75	1.40	98.60
N° 10	2	1.80	98.20
N° 20	0.85	2.40	97.60
N° 40	0.425	4.30	95.70
N° 50	0.3	7.30	92.70
N° 100	0.15	41.60	58.40
N° 200	0.074	70.10	29.90
Platillo			
Platillo + Pérdida por lavado		100.00	



L. LIQUIDO	L. PLASTICO	IP
28.74 %	14.07 %	14.67 %

CLASIFICACIÓN SUCS
SC Arena arcillosa
CONT. DE HUMEDAD: 17.72 %

Gs=	2.69	Tn/m3
ɣsat=	2.14	Tn/m3
ɣd=	1.82	Tn/m3



3. CARACTERIZACION DEL SUELO

3.1. Clasificación de Suelos

Con los resultados de los ensayos de laboratorio, se ha realizado la clasificación de suelos, de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos S.U.C.S. NTP 339.134 (ASTM D 2487). En la Tabla Nº 5.1, que se muestra a continuación, se presentan los suelos clasificados, de acuerdo a sus propiedades índices.

Sondaje	Muestra	Profundidad	Símbolo	Tipo de suelo
SPT-01	M-1	1 - 1.55	CL	Arcilla de plasticidad baja
	M-2	1.55 - 3.25	SC-SM	Arena arcillosa-limosa
	M-3	3.25 - 3.70	CL	Arcilla de plasticidad baja
	M-4	3.7 - 5.80	SC	Arena arcillosa
	M-5	5.8 - 5.95	SC	Arena arcillosa
SPT-02	M-1	1.05 - 1.45	CL	Arcilla de plasticidad baja
	M-2	1.45 - 3.45	SC-SM	Arena arcillosa-limosa
	M-3	3.45 - 3.75	CL	Arcilla de plasticidad baja
	M-4	3.75 - 5.40	SC	Arena arcillosa
	M-5	5.4 - 6.00	SC	Arena arcillosa
SPT-03	M-1	1.1 - 2.75	SC-SM	Arena arcillosa-limosa
	M-2	2.75 - 3.50	SC-SM	Arena arcillosa-limosa
	M-3	3.5 - 3.80	CL	Arcilla de plasticidad baja
	M-4	3.8 - 5.15	SC-SM	Arena arcillosa-limosa
	M-5	5.15 - 5.60	CL	Arcilla de plasticidad baja
	M-6	5.6 - 5.90	SC	Arena arcillosa
	M-7	5.9 - 6.05	SC	Arena arcillosa

3.2. Ubicación del Nivel Freático

Al día siguiente de realizado el proceso de exploración de suelos, se registró el nivel freático a la altura promedio de 1.75 m

3.3. Perfil Estratigráfico del Suelo

Con la Clasificación de Suelos mediante el sistema SUCS, y con la información obtenida durante la exploración de campo, se han elaborado los Perfiles Estratigráficos para cada uno de los puntos de exploración, determinando que la zona en estudio se encuentra conformada por los siguientes suelo.

SONDAJE:		SPT-01							
N 15	N 30	N 45	N campo	(N1)60 Correg.	Prof. (m)	Contenido de Humedad 20 40 60 80	Muestra	Estrato	Símbolo	Descripción del Suelo
					1.00		M-1		CL	Arcilla de plasticidad baja con Indice de plasticidad=22.43%, contenido de humedad=22.06%
4	7	8	15	13						
8	6	4	10	13	2.00	N.F = -1.75m	M-2		SC-SM	Arena arcillosa-limosa con Indice de plasticidad=6.77%, contenido de humedad=27.45%
4	4	6	10	16						
8	10	9	19	16						
7	6	8	14	16	3.00		M-3		CL	Arcilla de plasticidad baja con Indice de plasticidad=21.04%, contenido de humedad=30.83%
13	24	28	52	39						
16	19	20	39	41	4.00		M-4		SC	Arena arcillosa con Indice de plasticidad=14.09%, contenido de humedad=19.87%
21	28	31	59	41						
22	20	24	44	41	5.00					
27	36	29	65	41						
15	58	0	58	41	6.00		M-5		SC	Arena arcillosa con Indice de plasticidad=42.54%, contenido de humedad=13.02%

SONDAJE: **SPT-02**

N 15	N 30	N 45	N campo	(N1)60 Correg.	Prof. (m)	Contenido de Humedad (20 40 60 80)	Muestra	Estrato	Símbolo	Descripción del Suelo
					1.00		M-1		CL	Arcilla de plasticidad baja con Indice de plasticidad=7.29%, contenido de humedad=21.85%
5	6	8	14	11						
7	7	9	16	15		NLF = -1.75m				
4	5	7	12	15	2.00		M-2		SC-SM	Arena arcillosa-limosa con Indice de plasticidad=6.89%, contenido de humedad=25.19%
7	8	8	16	15						
7	8	11	19	15	3.00					
13	18	20	38	29			M-3		CL	Arcilla de plasticidad baja con IP=15.07%, humedad=28.64%
14	20	18	38	39	4.00		M-4		SC	Arena arcillosa con Indice de plasticidad=14.09%, contenido de humedad=23.45%
21	22	24	46	39						
14	17	20	37	39	5.00					
23	25	29	54	55						
9	20	35	55	55	6.00		M-5		SC	Arena arcillosa con Indice de plasticidad=13.64%, contenido de humedad=20.08%
							M-6		SC	Arena arcillosa con grava

SONDAJE: **SPT-03**

N 15	N 30	N 45	N campo	(N1)60 Correg.	Prof. (m)	Muestra	Estrato	Símbolo	Descripción del Suelo
					1.00	M-1		SC-SM	Arena arcillosa-limosa con Indice de plasticidad=5.79%, contenido de humedad=14.56%
0.5	0.5	3	3.5	4					
3	4	7	11	4	2.00				
3	7	5	12	4					
5	7	5	12	4	3.00	M-2		SC-SM	Arena arcillosa-limosa con Indice de plasticidad=6.61%, contenido de humedad=26.7%
5	10	14	24	27		M-3		CL	Arcilla de plasticidad baja con IP=22.05%, humedad=32.17%
16	17	15	32	24					
11	20	21	41	39	4.00	M-4		SC-SM	Arena arcillosa-limosa con Indice de plasticidad=5.63%, contenido de humedad=25.25%
16	19	16	35						
9	17	25	42	39	5.00	M-5		CL	Arcilla de plasticidad baja con Indice de plasticidad=28.8%, contenido de humedad=27.83%
34	40	32	72	61					
17	23	60	83	61		M-6		SC	Arena arcillosa con IP=42.54%, humedad=21.73%
					6.00	M-7		SC	Arena arcillosa con Indice de plasticidad=14.67%, contenido de humedad=17.72%

Contenido de Humedad: 20 40 60 80

N.F = -1.75m

4. ANALISIS DEL TIPO DE AGRESION DEL MEDIO

4.1. Agresión del Suelo

Para medir la agresión del suelo hacia las estructuras de concreto armado, se han realizado un ensayo de Análisis Químico sobre muestras de suelo, con la finalidad de determinar el contenido de cloruros y Sulfatos. Se muestran los resultados de tal ensayo de laboratorio.

RESULTADO DEL ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO

PARAMETROS	MUESTRA 01	MUESTRA 02
Dureza	88.00 ppm	240.00
Cloruros	0.028 (%)	0.121
Sulfatos	0.096 (%)	0.248

CONCLUSIONES: Valores dentro del rango según NTP 339.177 y NTP 339.178.

ING. JULIO TIRADO VASQUEZ
ANALISTA

Según los rangos dados en la E060, la cantidad de sulfatos de la primera muestra (Profundiad 1.05-1.45m) representa un medio de exposición entre insignificante y moderada (Limite 0.1%) para sulfatos, tambien se debe considerar la presencia de cloruro (Externo, no en agregados), la siguiente muestra que es a partir del N.F (1.75m) es un medio de exposición moderada, Se aconseja emplear concreto con fc=280kg/cm2 para concreto en contacto directo con el suelo.

5. IDENTIFICACIÓN DE SUELOS ESPECIALES

5.1. Suelos Colapsables

Según la E050 son suelos que cambian violentamente de volumen por la acción combinada o individual de las siguientes acciones:

a) al ser sometidos a un incremento de carga

b) al humedecerse o saturarse

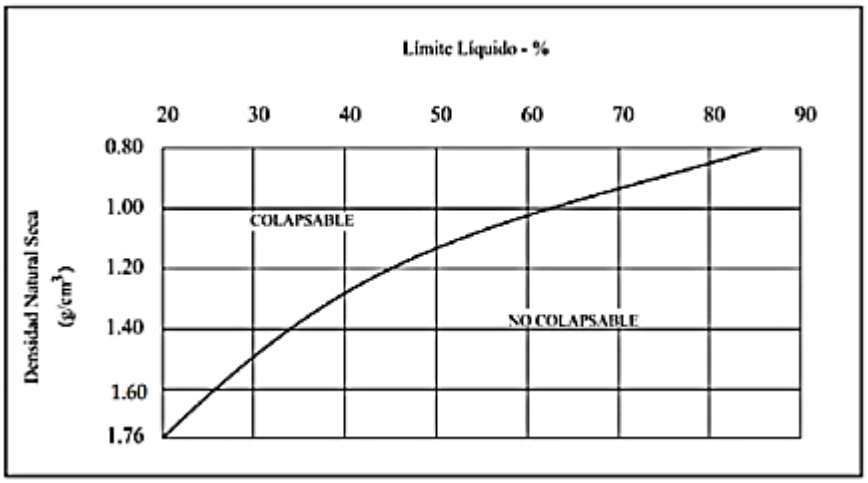
Con los datos obtenidos, se evaluó según lo indicado en la E050 junto con el criterio de Holtz y Hilf (1961), estos comparten criterios similares.

Formula deducida a partir de Holtz y Hilf (1961), para suelos saturados es:

:

$$\gamma_d \leq \frac{G_s \gamma_w}{1 + e_o} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + (\mathrm{LL})(G_s)}$$

Figura de la Norma E050 Criterio del potencial de colapso



Resultados:

SONDAJE	MUESTRA	SS	LL	γd	E050 POTENCIAL	Holtz y Hilf	POTENCIAL
	M-1	2.60	39.71	1.65	No colapsable		
	M-2	2.59	27.45	1.51	P. Colapsable	1.51	No colapsable
SPT-01	M-3	2.48	48.17	1.41	No colapsable	1.13	No colapsable
	M-4	2.67	37.62	1.74	No colapsable	1.33	No colapsable
	M-5	2.51	67.18	1.89	No colapsable	0.93	No colapsable
	M-1	2.60	27.29	1.66	No colapsable		
	M-2	2.62	27.22	1.58	No colapsable	1.53	No colapsable
SPT-02	M-3	2.60	29.74	1.49	P. Colapsable	1.47	No colapsable
	M-4	2.93	37.62	1.74	No colapsable	1.39	No colapsable
	M-5	2.87	23.22	1.82	No colapsable	1.72	No colapsable
	M-1	2.48	24.63	1.82	No colapsable	1.54	No colapsable
	M-2	2.98	26.74	1.66	No colapsable	1.66	No colapsable
	M-3	2.54	49.78	1.40	No colapsable	1.12	No colapsable
SPT-03	M-4	2.72	25.30	1.61	P. Colapsable	1.61	No colapsable
	M-5	3.08	47.09	1.66	No colapsable	1.26	No colapsable
	M-6	2.65	67.18	1.68	No colapsable	0.95	No colapsable
	M-7	2.69	28.74	1.82	No colapsable	1.52	No colapsable

5.2. Suelos Licuables

Según la E050, son suelos granulares finos ubicados bajo la Napa Freática y algunos suelos cohesivos, donde las solicitaciones sísmicas pueden originar el fenómeno denominado licuación, el cual consiste en la pérdida momentánea de la resistencia al corte del suelo.

Para que un suelo granular sea susceptible de licuar durante un sismo, debe presentar simultáneamente las características siguientes:

- Debe estar constituido por arena fina, arena limosa, arena arcillosa, limo arenoso no plástico o grava empacada en una matriz constituida por alguno de los materiales anteriores.

- Debe encontrarse sumergido.

Si se encuentran suelos finos cohesivos que cumplan simultáneamente con las siguientes condiciones:

- Porcentaje de partículas más finas que 0,005 m <15% .
- Límite líquido (LL) < 35.
- Contenido de humedad (w) > 0,9 LL.

SONDAJE	MUESTRA	CLASIF.	% PASA 200	<0,005 mm %	LL %	w%	POTENCIAL
SPT-01	M-1	CL	68.95	68.95	39.71	22.06	
	M-2	SC-SM	48.80	24.40	27.45	27.45	No licuable
	M-3	CL	87.76	87.76	48.17	30.83	
	M-4	SC	20.81	20.81	37.62	19.87	No licuable
	M-5	SC	28.33	28.33	67.18	13.02	No licuable
SPT-02	M-1	CL	60.83	60.83	27.29	21.85	
	M-2	SC-SM	38.22	19.11	27.22	25.19	No licuable
	M-3	CL	88.29	88.29	29.74	28.64	No licuable
	M-4	SC	37.70	37.70	37.62	23.45	No licuable
	M-5	SC	48.70	48.70	23.22	20.08	No licuable
SPT-03	M-1	SC-SM	33.00	16.50	24.63	14.56	No licuable
	M-2	SC-SM	37.38	18.69	26.74	26.70	No licuable
	M-3	CL	92.45	92.45	49.78	32.17	No licuable
	M-4	SC-SM	49.30	24.65	25.30	25.25	No licuable
	M-5	CL	84.10	84.10	47.09	27.83	No licuable
	M-6	SC	19.06	19.06	67.18	21.73	No licuable
	M-7	SC	29.90	29.90	28.74	17.72	No licuable

5.3. Suelos Expansivos

Según la E050 son suelos cohesivos con bajo grado de saturación que aumentan de volumen al humedecerse o saturarse. Se evaluó según lo indicado en la E050 junto con el criterio de Raman (1967), estos comparten criterios similares.

Clasificación de suelos expansivos - Raman (1967)		
% Expansión	IP%	IC
Muy alto	> 32	> 40
Alto	23 - 32	30 - 40
Medio	12 - 23	15 - 30
Bajo	< 12	< 15

Tabla de la Norma criterio clasificación de suelos expansivos

Potencial de expansión	Expansión en consolidómetro bajo presión vertical de 7 kPa (0,07 kgf/cm²)	Índice de plasticidad	Porcentaje de partículas menores que dos micras
%	%	%	%
Muy alto	> 30	> 32	> 37
Alto	20 – 30	23 – 45	18 – 37
Medio	10 – 20	12 – 34	12 – 27
Bajo	< 10	< 20	< 17

Resultados:

							POTENCIAL (Raman 1967)	
SONDAJE	**MUESTRA**	**CLASIF.**	**IP %**	**LL**	**IC**	**POT E.050**	**IP**	**IC**
SPT-01	M-1	CL	22.43	39.71	12.59	Medio	Medio	Bajo
	M-2	SC-SM	6.77	27.45	18.42			
	M-3	CL	21.04	48.17	19.57	Medio	Medio	Medio
	M-4	SC	14.09	37.62	18.72			
	M-5	SC	42.54	67.18	14.24			
SPT-02	M-1	CL	7.29	27.29	17.68	Bajo	Bajo	Medio
	M-2	SC-SM	6.89	27.22	18.08			
	M-3	CL	15.07	29.74	11.78	Bajo	Medio	Bajo
	M-4	SC	14.09	37.62	18.72			
	M-5	SC	13.64	23.22	8.06			
SPT-03	M-1	SC-SM	5.79	24.63	17.07			
	M-2	SC-SM	6.61	26.74	17.98			
	M-3	CL	22.05	49.78	19.74	Medio	Medio	Medio
	M-4	SC-SM	5.63	25.30	17.85			
	M-5	CL	28.80	47.09	12.39	Medio-Alto	Alto	Bajo
	M-6	SC	42.54	67.18	14.24			
	M-7	SC	14.67	28.74	11.39			

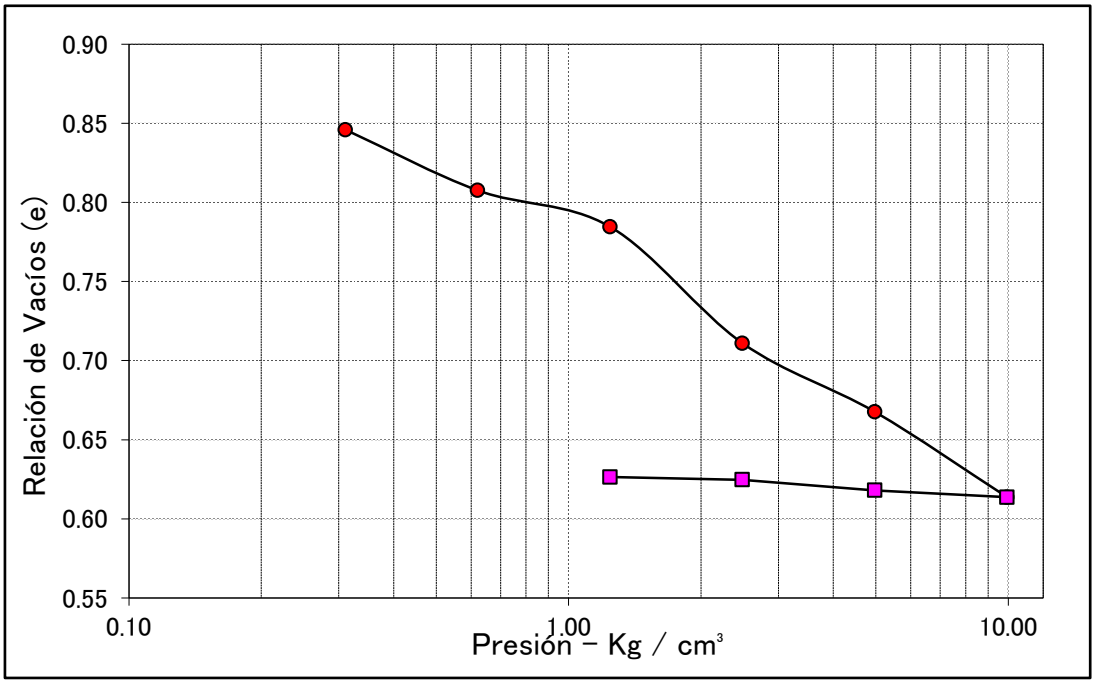
Los estratos cohesivos con potencial de expansión medio o mayor que se encuentren por encima del nivel freático, de encontrarse a poca profundidad serán remplazados por rellenos controlados compactados adecuadamente.

6. Ensayo de consolidación

A continuación de muestra los datos obtenidos en el ensayo de consolidación

Carga Aplicada (kg/cm²)	Lectura Final (plg.)	2H (plg.)	Altura vacíos (plg.) 2H - 2Ho	Relación de Vacíos *e*
0	0	0.7874	0.3702	0.8871
0.31	0.0172	0.7702	0.3530	0.8459
0.62	0.0332	0.7542	0.3370	0.8076
1.24	0.0428	0.7446	0.3274	0.7846
2.49	0.0735	0.7139	0.2967	0.7110
4.97	0.0916	0.6958	0.2786	0.6676
9.95	0.1141	0.6733	0.2561	0.6137
4.97	0.1123	0.6751	0.2579	0.6180
2.49	0.1095	0.6779	0.2607	0.6247
1.24	0.1088	0.6786	0.2614	0.6264

Relación de vacíos inicial	0.8871
Relación de vacíos final	0.6137
Presión de preconsolidación (kg / cm²)	1.35



σ1 (kg/cm2)	2.49	**e1**	0.71
σ2 (kg/cm2)	9.95	**e2**	0.61

σ1 (kg/cm2)	4.97	**e1**	0.62
σ2 (kg/cm2)	1.24	**e2**	0.63

Indice de compresión

Cc=	0.16	kg/cm2

Indice de expansión

Cs=	0.014	kg/cm2

7. CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

7.1. Ensayo de SPT

Consiste en la caída libre desde una altura de 30 pulg. (76 cm), a través de una barra guía, de un martillo que tiene una masa de 140 lb. (63.5 kg) la cual golpea sobre un cabezal conectado al penetrómetro mediante barras. El número de golpes N necesarios para llevar a cabo una penetración de 12pulg. (30 cm). Se define como la resistencia a la penetración.

7.1.1. Factores de corrección

Para calcular parámetros correlacionados con el valor N del SPT, se debe realizar primero las correcciones, que están relacionadas con el equipo que se usa y la presión de sobrecarga.

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} x C_N x \frac{Er}{60} x N1 x N2 x N3$$

Dónde:

(N1)60 = Número de penetración estándar corregido
N = Número de penetración medido
C_N = Factor por sobrecargas en arenas
Er = Eficiencia del martillo (%)
N_1 = Factor por el diámetro de la perforación
N_2 = Factor por muestreador
N3 = Factor por longitud de la barra

A) Factores de corrección por sobrecargas en arenas (CN)

Se han usado las siguientes fórmulas para calcular el factor

Liao y Whitman (1986):

$$CN = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_v}}$$

Peck, Hanson, y Thornburn (1974):

$$CN = 0.77xLog\left(\frac{20}{\sigma'_v}\right)$$

B) Eficiencia del martillo

Según el tipo de martillo y la liberación de este

1. Variación de η_H

País	Tipo de martinete	Liberación del martinete	η_H(%)
Japón	Toroide	Caída libre	78
	Toroide	Cuerda y polea	67
Estados Unidos	De seguridad	Cuerda y polea	60
	Toroide	Cuerda y polea	45
Argentina	Toroide	Cuerda y polea	45
China	Toroide	Caída libre	60
	Toroide	Cuerda y polea	50

Fuente: Brajas M. Das

C) Factor por el diámetro de la perforación

A.W. Skempton (1986) nos da los siguientes valores

Diámetro (mm)	N_B
60-120	1
150	1.05
200	1.15

D) Factor por muestreador

Según Bowles (1996) seria

Condición	Ns
Muestreador estándar	1
Muestreador para Arena suelta	0.9
Muestreador para arena densa, arcilla	0.8

E) Factor por longitud de la barra

Cuando la longitud de las barras de perforación es menor a 3 m se produce una reflexión que reduce la energía disponible que le llega al sacamuestras para generar su penetración. Este efecto termina aumento de la resistencia a la penetración. Skempton (1986) proporciona los siguientes valores.

Long. de barra	N_R
<4m	0.75
4-6m	0.85
6-10m	0.95
10m	1.00

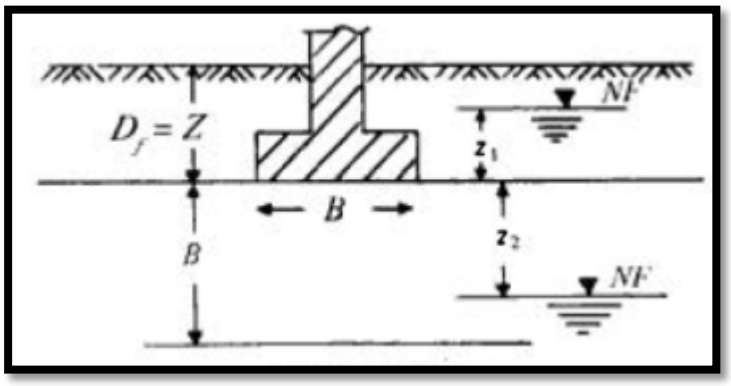
7.2. Cálculo de capacidad de carga admisible

Existen fórmulas que permiten obtenerlo a partir de N° de golpes del SPT, es recomendable realizarlo solo en arenas a fin tener datos suficientemente seguros. Se usaron las siguientes expresiones:

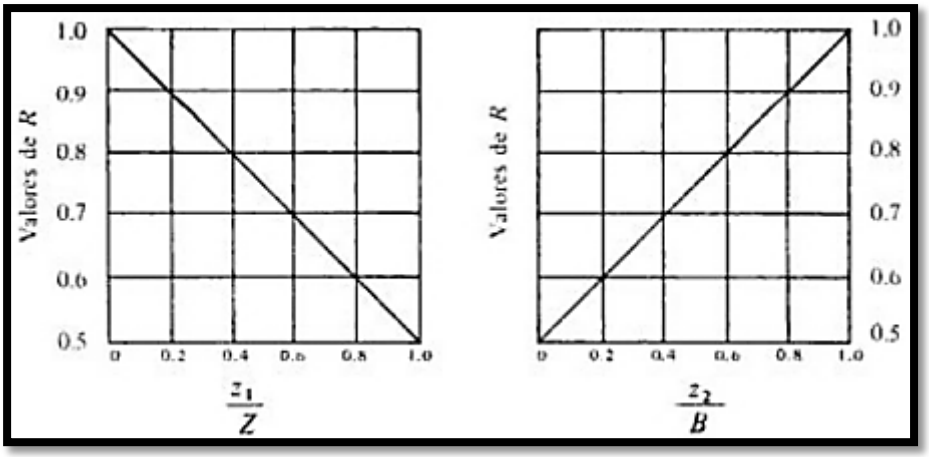
- Terzagui y Peck (1962):

$$q_{adm}(Kg/cm^2) = 720(N_{corr} - 3)\left(\frac{B+1}{2B}\right)^2 4.88R$$

Dónde: N es corregido por CN según Peck, Hanson, y Thornburn (1974). B en pies y R depende de la posición del nivel freático



Fuente: Crespo Villalaz



Fuente: Crespo Villalaz

- Meyerhof (1969):

$$q_{adm}(Kg/cm^2) = 0.11xN$$

- Brajas M. Das (1984):

$$q_{neta(adm)}(Kg/cm^2) = \frac{N_{60}}{0.08}\left(\frac{B+0.3}{B}\right)^2 F_d\left(\frac{Se}{25}\right)$$

Dónde:

B =Ancho (metros)

Fd =1+0.33(Df/B)≤1.33

Se =Asentamiento (mm)

Estas ecuaciones fueron corregidas por la presencia del nivel freático considerando la expresión de Peck, Hanson, Thornburn (1974):

$$C_w = 0.5 + 0.5\left(\frac{Nf}{Df+B}\right)$$

En las formulas se emplean normalmente el N promedio de todo los estratos bajo el bulbo de presión hasta donde se disipa gran parte de la carga (10%q) o hasta encontrar el estrato rígido, pero al no tener estratos completamente de arena sin

finos, se evaluara tanto el posible asentamiento elástico (arena) y consolidación primaria (arcilla, arena arcillosa limosa).

Inicialmente se consideró Nspt como el valor promedio más bajo de estrato, con asentamiento de 1pulg. Valor que fue ajustado a 30mm en las formulas considerando los asentamientos

Cabe recordar que en las plateas se presentan menores asientos diferenciales, por este motivo muchos autores sugieren usar en las formulas asentamientos de hasta 2pulg, si bien los asentamientos uniformes no implican problemas estructurales a diferencia de los asientos diferenciales, puede traer problemas en las instalaciones de conducción (Agua, alcantarillado, gas).

Resultados:

SPT-01	NF=	1.75m											
Prof (m)		Simbolo	N15	N30	N45	N	nh	nB	ns	nR	N60	CN	(N1)60
1.00	- 1.45	**CL**	4	7	8	15	60%	1	1	0.75	11.3	1.00	11.25
1.45	- 1.90	**SC-SM**	8	6	4	10	60%	1	1	0.75	7.5	1.70	12.75
1.90	- 2.35	SC-SM	4	4	6	10	60%	1	1	0.75	7.5	1.70	12.75
2.35	- 2.80	SC-SM	8	10	9	19	60%	1	1	0.75	14.3	1.63	23.26
2.80	- 3.25	SC-SM	7	7	8	15	60%	1	1	0.75	11.3	1.55	17.42
3.25	- 3.70	**CL**	13	24	28	52	60%	1	1	0.85	44.2	1.00	44.20
3.70	- 4.15	**SC**	16	19	20	39	60%	1	1	0.85	33.2	1.41	46.69
4.15	- 4.60	**SC**	21	28	31	59	60%	1	1	0.85	50.2	1.34	67.43
4.60	- 5.05	**SC**	22	20	24	44	60%	1	1	0.85	37.4	1.29	48.19
5.05	- 5.50	**SC**	27	36	29	65	60%	1	1	0.95	61.8	1.24	76.51
5.50	- 5.80	**SC**	15	58		73	60%	1	1	0.95	69.4	1.21	83.85

SPT-01	NF=	1.75m					σ'v kg/cm2	
							Parcial	Acum.
Prof (m)		**Simbolo**	**N**	**Coh - Cons**	**γsat (Tn/m2)**	**γd (Tn/m2)**	0.15	0.15
1.00	- 1.45	CL	15	Compactada	2.02	1.65	0.07	0.22
1.45	- 1.90	SC-SM	10	Blanda	1.93	1.51	0.07	0.29
1.90	- 2.35	SC-SM	10	Blanda	1.93	1.51	0.04	0.33
2.35	- 2.80	SC-SM	19	Media	1.93	1.51	0.04	0.38
2.80	- 3.25	SC-SM	15	Media	1.93	1.51	0.04	0.42
3.25	- 3.70	CL	52	Dura	1.84	1.41	0.04	0.46
3.70	- 4.15	SC	39	Compacta	2.09	1.74	0.05	0.50
4.15	- 4.60	SC	59	Muy compacta	2.09	1.74	0.05	0.55
4.60	- 5.05	SC	44	Compacta	2.09	1.74	0.05	0.60
5.05	- 5.50	SC	65	Muy compacta	2.09	1.74	0.05	0.65
5.50	- 5.80	SC	73	Muy compacta	2.09	1.74	0.03	0.68

SPT-02	NF= 1.75m											
Prof (m)	Simbolo	N15	N30	N45	N	nh	nB	ns	nR	N60	CN	(N1)60
1.05 - 1.50	CL	5	6	8	14	60%	1	1	0.75	10.5	1.00	10.50
1.50 - 1.95	SC-SM	7	7	9	16	60%	1	1	0.75	12.0	1.70	20.40
1.95 - 2.40	SC-SM	4	5	7	12	60%	1	1	0.75	9.0	1.70	15.27
2.40 - 2.85	SC-SM	7	8	8	16	60%	1	1	0.75	12.0	1.60	19.19
2.85 - 3.30	SC-SM	7	8	11	19	60%	1	1	0.75	14.3	1.52	21.61
3.30 - 3.75	CL	13	18	20	38	60%	1	1	0.85	32.3	1.00	32.30
3.75 - 4.20	SC	14	20	18	38	60%	1	1	0.85	32.3	1.38	44.46
4.20 - 4.65	SC	21	22	24	46	60%	1	1	0.85	39.1	1.31	51.38
4.65 - 5.10	SC	14	17	20	37	60%	1	1	0.85	31.5	1.26	39.60
5.10 - 5.55	SC	23	25	29	54	60%	1	1	0.95	51.3	1.21	62.02
5.55 - 6.00	SC	9	20	35	55	60%	1	1	0.95	52.3	1.16	60.84

SPT-02	NF= 1.75m					σ'v kg/cm2	
						Parcial	Acum.
Prof (m)	Simbolo	N	Coh - Cons	ɣsat (Tn/m2)	ɣd (Tn/m2)	0.16	0.16
1.05 - 1.50	CL	14	Compactada	2.02	1.66	0.07	0.23
1.50 - 1.95	SC-SM	16	Media	1.97	1.58	0.07	0.30
1.95 - 2.40	SC-SM	12	Media	1.97	1.58	0.04	0.35
2.40 - 2.85	SC-SM	16	Media	1.97	1.58	0.04	0.39
2.85 - 3.30	SC-SM	19	Media	1.97	1.58	0.04	0.43
3.30 - 3.75	CL	38	Dura	1.92	1.49	0.04	0.48
3.75 - 4.20	SC	38	Compacta	2.14	1.74	0.05	0.53
4.20 - 4.65	SC	46	Compacta	2.14	1.74	0.05	0.58
4.65 - 5.10	SC	37	Compacta	2.14	1.74	0.05	0.63
5.10 - 5.55	SC	54	Muy compacta	2.19	1.82	0.05	0.68
5.55 - 6.00	SC	55	Muy compacta	2.19	1.82	0.05	0.74

SPT-03	NF=	1.75m										
Prof (m)		**Simbolo**	**N15**	**N30**	**N45**	**N**	**nh**	**nB**	**ns**	**nR**	**N60**	**CN**	**(N1)60**
1.10	- 1.55	**SC-SM**	0.5	0.5	3	3.5	60%	1	1	0.75	2.6	1.70	4.46
1.55	- 2.00	SC-SM	3	4	7	11	60%	1	1	0.75	8.3	1.70	14.03
2.00	- 2.45	SC-SM	3	7	5	12	60%	1	1	0.75	9.0	1.70	15.30
2.45	- 2.90	SC-SM	5	7	5	12	60%	1	1	0.75	9.0	1.60	14.39
2.90	- 3.35	**SC-SM**	5	10	14	24	60%	1	1	0.75	18.0	1.51	27.14
3.35	- 3.80	**CL**	16	17	15	32	60%	1	1	0.85	27.2	1.00	27.20
3.80	- 4.25	**SC-SM**	11	20	21	41	60%	1	1	0.85	34.9	1.38	47.97
4.25	- 4.70	SC-SM	16	19	16	35	60%	1	1	0.85	29.8	1.32	39.28
4.70	- 5.15	SC-SM	9	17	25	42	60%	1	1	0.85	35.7	1.27	45.36
5.15	- 5.60	**CL**	34	40	32	72	60%	1	1	0.95	68.4	1.00	68.40
5.60	- 6.05	**SC**	17	23	60	83	60%	1	1	0.95	78.9	1.18	93.21

SPT-03	NF=	1.75m					**σ'v kg/cm2**	
							Parcial	**Acum.**
Prof (m)		**Simbolo**	**N**	**Coh - Cons**	**ɣsat (Tn/m2)**	**ɣd (Tn/m2)**	0.18	0.18
1.10	- 1.55	SC-SM	4	Muy blanda	2.09	1.82	0.08	0.26
1.55	- 2.00	SC-SM	11	Media	2.09	1.82	0.08	0.34
2.00	- 2.45	SC-SM	12	Media	2.09	1.82	0.05	0.39
2.45	- 2.90	SC-SM	12	Media	2.09	1.82	0.05	0.44
2.90	- 3.35	SC-SM	24	Media	2.10	1.66	0.05	0.49
3.35	- 3.80	CL	32	Dura	1.85	1.40	0.04	0.53
3.80	- 4.25	SC-SM	41	Compacta	2.02	1.61	0.05	0.57
4.25	- 4.70	SC-SM	35	Compacta	2.02	1.61	0.05	0.62
4.70	- 5.15	SC-SM	42	Compacta	2.02	1.61	0.05	0.67
5.15	- 5.60	CL	72	Dura	2.12	1.66	0.05	0.72
5.60	- 6.05	SC	83	Muy compacta	2.12	1.66	0.05	0.77

DATOS	FINALES							
B=	13 m	Fd=	1.039	S=	30 mm	ɣd (<Df) =	1.65	Tn/m3
L=	16 m	Cw=	0.562	N=	14	ɣ sat(<Df) =	2.02	Tn/m3
Df=	1.50 m			N60=	10.13	ɣd (>Df)=	1.51	Tn/m3
NF=	1.75m			N1=(NxCN2)	18.06	ɣ sat (>Df)=	1.93	Tn/m3

Terzagui y Peck (1962)	Meyerhof (1969)	Brajas M. Das	PROMEDIO
0.950 kg/cm2	1.001 kg/cm2	0.929 kg/cm2	**qadm= 0.96 kg/cm2**

8. ASENTAMIENTO

8.1. Asentamiento inmediato

Método de Meyerhof

$$S_e(\text{mm}) = \frac{2q_{\text{neta}}(\text{kN/m}^2)}{N_{60}F_d}\left(\frac{B}{B+0.3}\right)^2 \quad (\text{para } B > 1.22\text{ m})$$

Dónde: B en metros, N60 es la resistencia a la penetración estándar entre el fondo de la cimentación y 2B debajo del fondo o hasta estrato duro.

DATOS				
q=	0.96	kg/cm2	Df=	1.50 m
N60prom=	28.60		Fd=	1.039
B=	12.65 m		Cw=	0.56183746

Se=	10.97	mm

Debido a que no se usó este N60 promedio para hallar la capacidad de carga, este no se acerca a 1pulg.

8.2. Asentamiento por consolidación primaria

Primero se halló la presión promedio a la profundidad del estrato a analizar mediante la Ecuación de Boussinesq

Ecuación de Boussinesq

$$\sigma_z = \left(\frac{W}{4\pi}\right)(a \times b + c)$$

$$a = 2.x.y.z\frac{(x^2+y^2+z^2)^{\frac{1}{2}}}{[z^2(x^2+y^2+z^2)+x^2y^2]} \;; b = \frac{(x^2+y^2+2z^2)^{\frac{1}{2}}}{(x^2+y^2+z^2)}$$

$$c = \arctan\left(\frac{2.x.y.z(x^2+y^2+z^2)^{\frac{1}{2}}}{[z^2(x^2+y^2+z^2)-x^2y^2]}\right)$$

Presión adicional

Peso Total	1113.2	**X=B/2**	6.325	**a**	0.73
Área	202.4	**Y=L/2**	8	**b**	1.04
W (kg/cm2)	0.96	**Z**	2.12	**c**	-0.82

σz	0.94	kg/cm2

B/Z	2.98	m^2.n^2	126.75
L/Z	3.8	m^2+n^2+1	24.14

Se identificado la condición del estrato por los esfuerzos

σi (kg/cm2)		**σz (kg/cm2)**		**σc (kg/cm2)**
0.34	**+**	0.94	**<**	1.35

Sobreconsolidado
Usar: **Cs**

Se aplica la fórmula para según su condición

H (m)	3.00	**e0**	0.887

Índice de expansión

Cs=	0.014	kg/cm2

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o}$$

S=	**12.766**	**mm**

1. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Se recomienda una profundidad de desplanta de 1.50m debido a la estratigrafía.
- La cimentación será una platea, con una capacidad portante de 0.96 kg/cm2
- Es necesario considerar medidas contra sulfatos y cloruros empleando concreto con fc=280kg/cm2 cuando este en contacto directo con el suelo.
- Los estratos cohesivos con potencial de expansión medio o mayor que se encuentren por encima del nivel freático, deben ser remplazados por rellenos controlados compactados adecuadamente.
- Se recomienda, compactar el suelo de apoyo para la cimentación, debido a la posible alteración por el proceso de excavación.
- Las conclusiones y recomendaciones en el presente Informe Técnico son sólo aplicables para el área estudiada.

2. BIBLIOGRAFIA

Crespo Villalaz, C. (2004). Mecánica de suelos y cimentaciones. México: Limusa.

M Das, B. (201). Fundamentos de ingenieria de cimentaciones. México: CENGAGE Learning.

Norma técnica E.020 CARGAS. (2006). Lima.

Norma técnica E.030. (2016). Lima.

Norma técnica E050 Suelos y cimentaciones. (2006). Lima.

Peck, Hanson, & Thornburn. (1974). Ingeniería de cimentaciones . México: Limusa.

1. ANEXOS

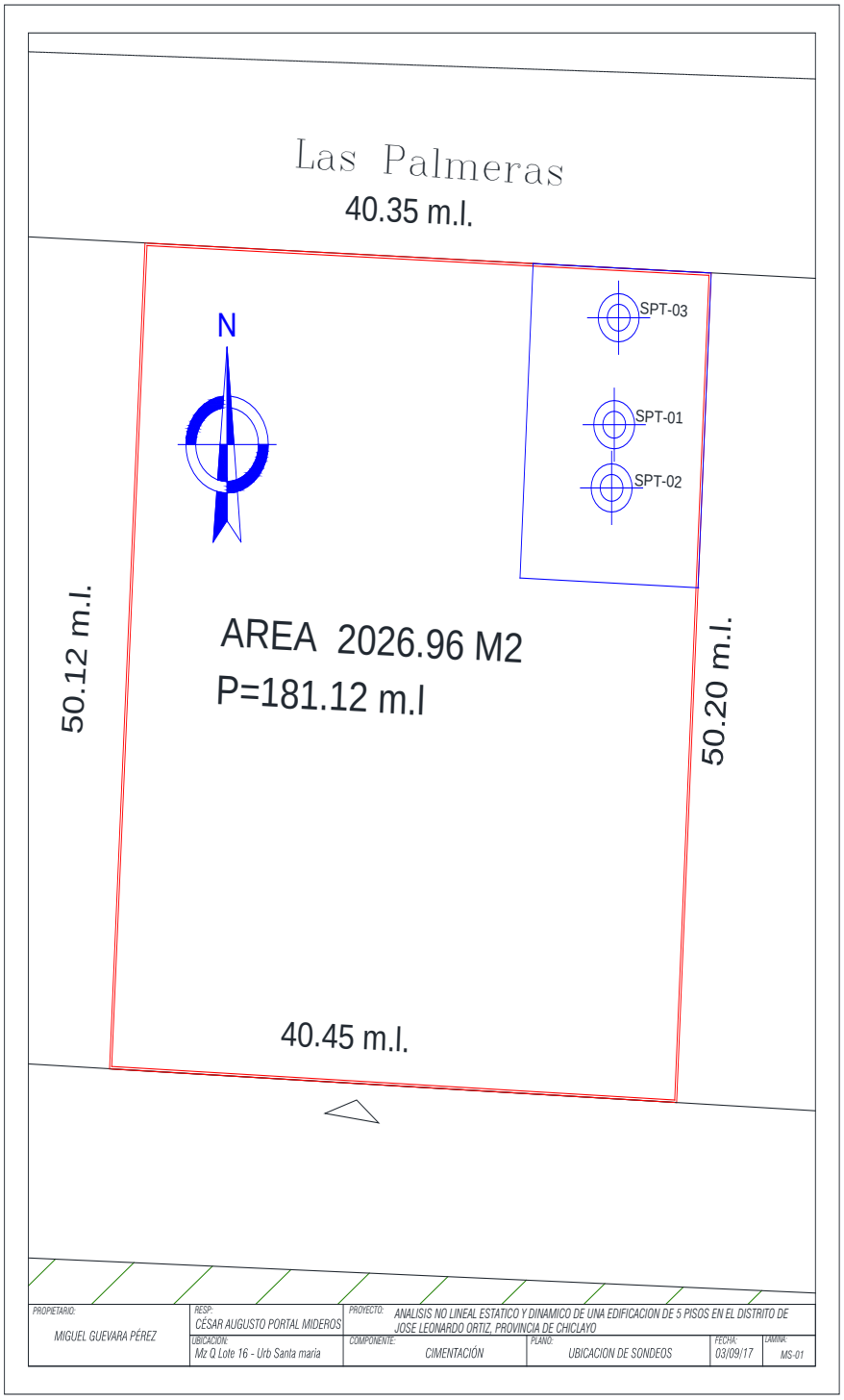
1.1. Anexo 01: Plano de Ubicación

1.2. Anexo 02: Perfiles Estratigráficos

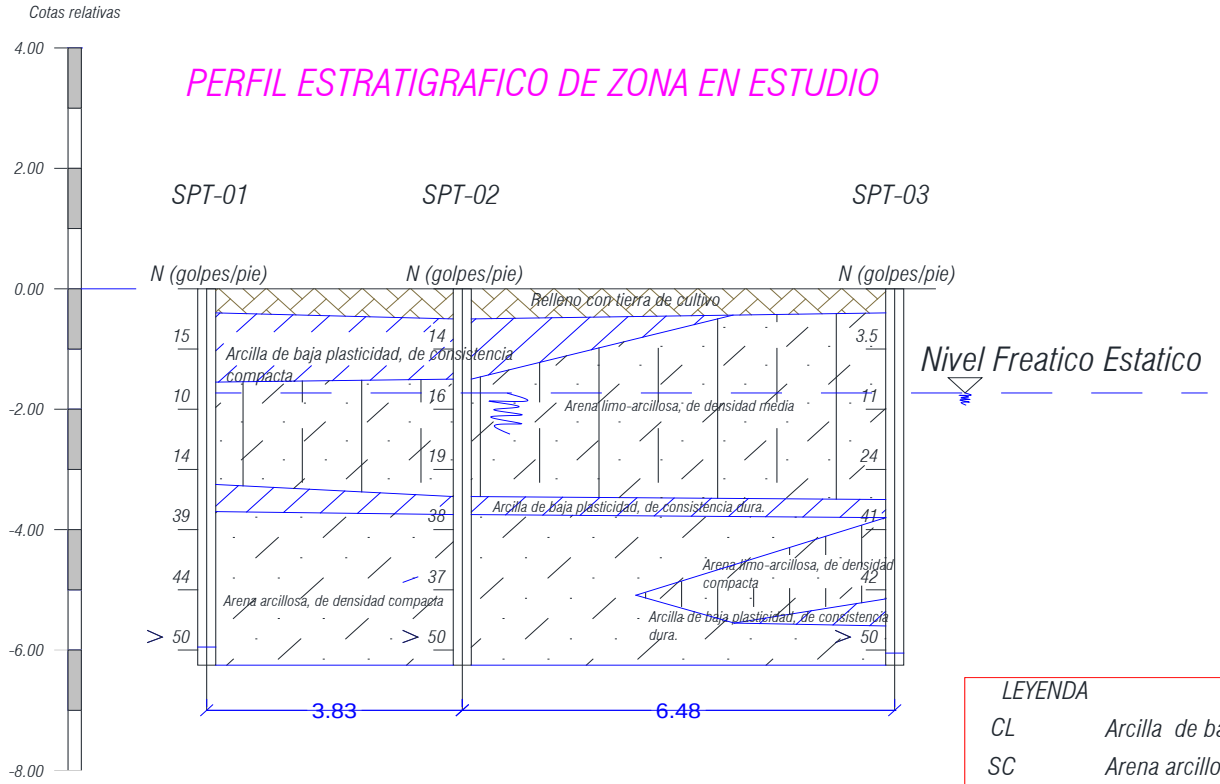
1.3. Anexo 03: Panel Fotográfico

1.4. Anexo 04: Análisis químico

Anexo 01: Plano de Ubicación



PERFIL ESTRATIGRAFICO DE ZONA EN ESTUDIO



PROPIETARIO: MIGUEL GUEVARA PÉREZ	RESP: CÉSAR AUGUSTO PORTAL MIDEROS	PROYECTO: ANALISIS NO LINEAL ESTATICO Y DINAMICO DE UNA EDIFICACION DE 5 PISOS EN EL DISTRITO DE JOSE LEONARDO ORTIZ, PROVINCIA DE CHICLAYO		
	UBICACION: Mz Q Lote 16 - Urb Santa maria	COMPONENTE: CIMENTACIÓN	PLANO: PERFIL ESTRATIGRAFICO	LAMINA: MS-02

ANEXO N°03
PANEL FOTOGRAFICO



Fig. N° 01 Zona destinada al estudio



Fig. N° 02.- Ubicación de áreas en estudio.
Fuente.- Google Maps



Fig. N° 03. Ubicación SPT-01



Fig. N° 04. Ubicación SPT-02



Fig. N° 05. Ubicación de los 3 sondeos



Fig. N° 06. Conteo del N° de golpes



Fig. N° 07. Obtención de muestras



Fig. N° 08. Ensayo de 17 Muestras



Fig. N° 09. Pesado para contenido de humedad



Fig. N° 10. Colocación de las muestras en el horno



Fig. N° 11. Zarandeo de tamices



Fig. N° 12. Muestra tamizada



Fig. N° 13. Muestras sumergidas



Fig. N° 14. Pulverización de muestra



Fig. N° 15. Lavado de finos



Fig. N° 16. Ensayo para determinar el Límite Liquido



Fig. N° 16. Ensayo para determinar el Límite Plástico



Fig. N° 17. Ensayo de consolidación



Fig. N° 17. Ensayo de consolidación

Anexo 04: Análisis químico



UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO
FACULTAD DE INGENIERÍA QUÍMICA E INDUSTRIAS ALIMENTARIAS
UNIDAD DE SERVICIOS TÉCNICOS

CERTIFICACIÓN N° 018-2018-UST-FIQIA

22 de Marzo del 2018

SOLICITANTE	: CESAR AUGUSTO PORTAL MIDEROS
DIRECCION	: DANIEL A. CARRIÓN MZ. Q LOTE 21 URB. SANTA NARUA –JOSE L. ORTIZ
ASUNTO	: ANALISIS FISICO QUIMICO
MUESTRA	:SUELO
TIPO DE USO	: CONSTRUCCIÓN
FECHA DE REPORTE	: 22-03-2018

RESULTADO DEL ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO

PARAMETROS	MUESTRA 01	MUESTRA 02
Dureza	88.00 ppm	240.00
Cloruros	0.028 (%)	0.121
Sulfatos	0.096 (%)	0.248

CONCLUSIONES: Valores dentro del rango según NTP 339.177 y NTP 339.178.

ING. JULIO TIRADO VASQUEZ
ANALISTA

ANEXO N° 02

DOCUMENTOS

DOCUMENTO N° 2.1: PERMISO DEL PROPIETARIO DEL TERRENO.

PERMISO PARA LA UTILIZACIÓN DE TERRENO EN EL DESARROLLO DE PROYECTO DE TESIS

Yo, MIGUEL GUEVARA PÉREZ, identificado con DNI N°27406849, con domicilio en la calle San Salvador N°1248, en el Distrito de José Leonardo Ortiz, Provincia de Chiclayo, Departamento de Lambayeque, en plena lucidez mental y en mi calidad de propietario de terreno ubicado en Mz Q Lote 21, Urb Santa María.

AUTORIZO:

A **CESAR AUGUSTO PORTAL MIDEROS,** en calidad de alumno de la carrera de Ingeniería Civil Ambiental de la Universidad Católica "Santo Toribio de Mogrovejo" de la ciudad de Chiclayo, utilice el terreno ubicado en Mz Q Lote 21, Urb Santa María. José Leonardo Ortiz, dando las facilidades del caso para el Estudio de Mecánica de Suelos y documentación necesaria, para que desarrolle su proyecto de tesis denominado **"ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 5 PISOS EN EL DISTRITO DE JOSÉ LEONARDO ORTIZ"**

En señal de conformidad, doy **AUTORIZACIÓN** de utilizar el terreno ubicado en en Mz Q Lote 21, Urb Santa María. José Leonardo Ortiz, firmo el presente en señal de conformidad.

Chiclayo, 30 de Mayo del 2017

.....

MIGUEL GUEVARA PÉREZ.
DNI N°27406849

SOLO SE LEGALIZA LAS ; FIRMA(S) SIN ASUMIR RESPONSABILIDAD SOBRE EL CONTENIDO DEL DOCUMENTO (ARTICULO 196 DECRETO LEGISLATIVO Nº 1049)

CERTIFICO : QUE LA FIRMA QUE ANTECEDE CORRESPONDE A: MIGUEL GUEVA-RA PEREZ

IDENTIFICADO CON: DNI N° 27406849

CHICLAYO 30 DE Mayo DEL 2017

CÉSAR ENRIQUE DELGADO PÉREZ
ABOGADO - NOTARIO DE CHICLAYO

COLEGIO DE NOTARIOS DE LAMBAYEQUE
MIHIL PRIUS FIDE

DOCUMENTO N° 2.2: COPIA DEL CERTIFICADO LITERAL DEL PREDIO.

PUBLICIDAD : 3394418 Recibo Nº 2017-81-14675 CERTI. LITERAL - PREDIOS Partida Nº 02005423

SUNARP
SUPERINTENDENCIA NACIONAL DE LOS REGISTROS PUBLICOS

ZONA REGISTRAL N° II. SEDE CHICLAYO
OFICINA REGISTRAL CHICLAYO
Nº Partida: 02005423

INSCRIPCION DE REGISTRO DE PREDIOS
SUB LOTE 21 DEL LOTE 16 FUNDO SANTA MARIA
JOSE LEONARDO ORTIZ

VIENE DE LA FICHA Nº 5819

REGISTRO DE PROPIEDAD INMUEBLE
RUBRO : TITULOS DE DOMINIO
C00001

COMPRADOR : MIGUEL GUEVARA PEREZ
L.E. Nº 27406849 - Soltero
VENDEDOR : SEGUNDO JUAN ANTONIO BLANCO RIMARACHIN
L.E. Nº 27371291 - Soltero

COMPRAVENTA.- A favor de **MIGUEL GUEVARA PEREZ**; quien ha adquirido el dominio del inmueble inscrito en la presente partida, por habérselo vendido su anterior propietario; por el precio de **S/. 65,000.00 (SESENTAICINCO MIL Y 00/100 NUEVOS SOLES),** pagados, conjuntamente con otros lotes. Así consta en escritura pública N° 3407 de fecha 18.09.1998, otorgada ante Notario Homero Duarez Díaz en la ciudad de Chiclayo. El título fue presentado el 24/03/2008 a las 11:22:52 AM horas, bajo el Nº 2008-00015587 del Tomo Diario 0030. Derechos cobrados S/.482.00 nuevos soles con Recibo(s) Número(s) 00001802-01 00002082-01.-CHICLAYO,22 de Abril de 2008.

PERCY FLORES ROJAS
REGISTRADOR PUBLICO
Zona Registral Nº II Sede Chiclayo

Carlos Eduardo Garboza Vallejos
CERTIFICADOR
Zona Registral Nº II Sede Chiclayo

Pág. Solicitadas : Todas IMPRESION : 26/05/2017 10:49:45 Página 3 de 3
No existen Títulos Pendientes y/o Suspendidos

Certificado Sin Inscripción No hay Títulos Suspendidos A Horas

Resolución del Superintendente Nacional de los Registros Públicos Nº 124-97-SUNARP

DOCUMENTO N° 2.3: LOTES QUE CONFORMAN EL TERRENO A ESTUDIAR.

sunarp
Superintendencia Nacional de los Registros Públicos

Zona Registral N° II
Sede Chiclayo

REGISTRO DE PREDIOS

REPORTE DE BUSQUEDA POR APELLIDOS Y NOMBRES

Ap.Paterno [GUEVARA] Ap.Materno [PEREZ] Nombre [MIGUEL]

OFICINA PARTIDA	FICHA/TOMO	LIBRO	APELLIDOS Y NOMBRES / RAZON SOCIAL	ESTADO
CHICLAYO **02005416**	5812	**REGISTRO DE PREDIOS**	GUEVARA PEREZ MIGUEL	Activo
SUB LOTE 9 DEL LOTE 16 FUNDO SANTA MARIA - JOSE LEONARDO ORTIZ				
CHICLAYO **02005417**	5813	**REGISTRO DE PREDIOS**	GUEVARA PEREZ MIGUEL	Activo
SUB LOTE 10 DEL LOTE 16 FUNDO SANTA MARIA - JOSE LEONARDO ORTIZ				
CHICLAYO **02005418**	5814	**REGISTRO DE PREDIOS**	GUEVARA PEREZ MIGUEL	Activo
SUB LOTE 11 DEL LOTE 16 FUNDO SANTA MARIA - JOSE LEONARDO ORTIZ				
CHICLAYO **02005419**	5815	**REGISTRO DE PREDIOS**	GUEVARA PEREZ MIGUEL	Activo
SUB LOTE 12 DEL LOTE 16 FUNDO SANTA MARIA - JOSE LEONARDO ORTIZ				
CHICLAYO **02005420**	5816	**REGISTRO DE PREDIOS**	GUEVARA PEREZ MIGUEL	Activo
SUB LOTE 18 DEL LOTE 16 FUNDO SANTA MARIA - JOSE LEONARDO ORTIZ				
CHICLAYO **02005421**	5817	**REGISTRO DE PREDIOS**	GUEVARA PEREZ MIGUEL	Activo
SUB LOTE 19 DEL LOTE 16 FUNDO SANTA MARIA - JOSE LEONARDO ORTIZ				
CHICLAYO **02005422**	5818	**REGISTRO DE PREDIOS**	GUEVARA PEREZ MIGUEL	Activo
SUB LOTE 20 DEL LOTE 16 FUNDO SANTA MARIA - JOSE LEONARDO ORTIZ				
CHICLAYO **02005423**	5819	**REGISTRO DE PREDIOS**	GUEVARA PEREZ MIGUEL	Activo
SUB LOTE 21 DEL LOTE 16 FUNDO SANTA MARIA - JOSE LEONARDO ORTIZ				
CHICLAYO **02239480**	30091	**SECCION ESPECIAL DE PREDIOS RURALES**	GUEVARA PEREZ MIGUEL	Activo
CN9259851/CE626549 UBIC.RUR. VALLE CHANCAY/SECTOR EUREKA/EUREKA COD.PRED. 7_6259255_26480 AREA Ha. 6.2069 U.C. 26480 - LAMBAYEQUE				
CHICLAYO **55106676**	10106766	**REGISTRO DE PREDIOS**	GUEVARA PEREZ MIGUEL	Activo
CHICLAYO-JOSE LEONARDO ORTIZ- MZ A1 LOTE 1 - POSESION INFORMAL LUJAN				
CHICLAYO **55106678**	10106768	**REGISTRO DE PREDIOS**	GUEVARA PEREZ MIGUEL	Activo
CHICLAYO-JOSE LEONARDO ORTIZ- MZ A1 LOTE 3 - POSESION INFORMAL LUJAN				

HOJA INFORMATIVA, NO VALIDO PARA TRAMITE JUDICIAL NI ADMINISTRATIVO.

Impresion Fecha : 26/05/2017 10:30
KALFAROM/or1101/CHICLAYO

Atención : 3393021 Recibo : 2017-711-00009640

DOCUMENTO N° 2.4: RESULTADOS DEL ENSAYO DE MODULO DE ELASTICIDAD

UNIVERSIDAD NACIONAL DE TRUJILLO
Facultad de Ingeniería
Departamento Académico de Ingeniería de Materiales

REPORTE DE ENSAYO DE COMPRESION DE CONCRETO

Solicitante: Portal Mideras Cesar Augusto

DNI: 71539703

Muestras puestas en laboratorio.

Código de ensayo	Diámetro de probeta (mm)	Longitud de probeta (mm)	Área (mm^2)	Resistencia en compresión (MPa)	Módulo de elasticidad. (MPa)
E1	154	304	18627	23.69	578.56
E2	155	302	18869	21.19	489.64
E3	152	303	18146	21.04	514.16

El módulo de elasticidad se calculó por método secante. ASTM C469

LABORATORIO: Materiales Compuestos

JEFE DE LABORATORIO: Ms. Alexander Vega Anticona

Av. Juan Pablo II s/n - Teléfono: (044) - 203510
2do. Piso Pabellón de Ingeniería M.M.M.
(Ciudad Universitaria)
www.unitru.edu.pe
dptoingmat@hotmail.com

ANEXO N° 03

TABLAS

TABLA N°3.1: TERREMOTOS POR GRADO DE MAGNITUD, INTENSIDAD Y DAÑOS EN LA POBLACIÓN Y EDIFICACIONES, SEGÚN DEPARTAMENTO, 1940 – 2014

Departamento	Localidad	Fecha	Magnitud			Intensidad Máxima (MM)	Habitantes			Edificaciones	
			De Ondas de Volumen (Mb)	De Ondas Superficiales (Ms)	De Energía (Mw)		Muertos	Heridos	Damnificados	Destruidas	Afectadas
Lima	Lima	24/05/1940	6.6	8.0	…	VIII	179	3,500	...	...	...
Ica	Nazca	24/08/1942	6.7	8.1	…	VIII	30	...	...	...	...
Áncash	Quiches	10/11/1946	6.9	7.3	…	XI	217	...	...	...	...
Lima	Lima	17/10/1966	6.4	8.0	…	VIII	...	...	...	300	100
Áncash	Huaraz	31/05/1970	6.4	7.8	…	IX	50,000	150,000	...	60,000	...
Lima	Lima	03/10/1974	…	7.6	…	VIII	78	2,500	...	...	...
Arequipa	Arequipa	16/02/1979	…	6.9	…	VIII	...	...	...	...	...
Cusco	Cusco	05/04/1986	5.3	5.2	…	VIII	7	80	13,000	...	...
San Martín	Moyobamba	30/05/1990	6.4	…	6.6	VIII	135	800	...	...	...
San Martín	Moyobamba	05/04/1991	…	6.3	6.9	VIII	53	252	...	...	8,000
Lima	Lima	18/04/1993	5.9	…	6.3	VIII	8	55	...	...	...
Ica	Nazca	12/11/1996	6.5	…	7.7	VII	17	1,500	100,000	5,000	12,000
Arequipa	Arequipa	03/04/1999	6.3	…	6.8	VI	1	20	...	...	...
Ayacucho	Ayacucho	31/10/1999	4.0	4.4	…	V	...	28	1,100	210	...
Arequipa	Arequipa	23/06/2001	6.9	8.1	8.4	VII	83	2,812	219,420	22,052	37,576
San Martín	Moyobamba	26/09/2005	7.0	…	7.5	VI	…	…	…	…	…
Ica	Pisco	15/08/2007	6.8	7.9	8.0	VII-VIII	595	21,796	319,886	52,154	46,632
Ucayali	Pucallpa	24/08/2011	…	…	7.0	V	3	50	…	…	…
Ica	Ica	28/10/2011	…	…	6.9	V	1	103	…	…	…
Ica	Ica	30/01/2012	6.3	…	6.4	V	…	150	800	15	…
Arequipa	Huambo	16/07/2013	…	…	6.0	VI	…	38	…	111	…
Cusco	Miska	27/09/2014	…	…	5.1	VII	8	…	530	…	…

Mb: Magnitud de ondas de volumen.
Ms: Magnitud de ondas superficiales.
Mw: Magnitud Momento.
MM: Escala de Mercalli Modificada.

Fuente: Instituto Geofísico del Perú (IGP).

TABLA N°3.2: Resumen de los Efectos del Sismo del 15 de agosto de 2007

(Nuevos Soles)

Sector / Subsector	Total	Daños Directos	Daños Indirectos	Porcentaje del Total
SOCIAL	3 065 308 860	2 813 762 799	251 546 059	77.060%
Vivienda	2 290 682 209	2 250 321 344	40 360 865	57.586%
Educación	302 139 861	275 668 807	26 471 053	7.596%
Salud	254 415 853	242 205 159	12 210 693	6.396%
Social	176 422 234	5 578 206	170 844 028	4.435%
Deporte y Cultura	41 648 703	39 989 283	1 659 420	1.047%
INFRAESTRUCTURA	360 996 474	333 742 265	27 254 209	9.075%
Agua y Saneamiento	157 191 026	157 191 026		3.952%
Transporte y Comunicaciones	112 216 617	109 514 578	2 702 039	2.821%
Electricidad	91 588 831	67 036 661	24 552 170	2.302%
PRODUCTIVOS	58 668 370	39 080 457	19 587 913	1.475%
Agricultura	36 064 545	24 168 552	11 895 993	0.907%
Pesca	16 759 003	10 726 503	6 032 500	0.421%
Turismo	5 844 822	4 185 402	1 659 420	0.147%
Gastos en la atención de emergencia (*)	335 094 042		335 094 042	8.424%
Otros gastos de Intervención (*)	157 609 586		157 609 586	3.962%
Medio ambiente (*)	135 256	70 002	65 254	0.003%
Total	3 977 812 588	3 186 655 523	791 157 063	100%

Fuente: Estimaciones del INDECI sobre la base de información disponible y proporcionada por las Instituciones públicas y privadas, FORSUR, APCI y otros Organismos Internacionales.
(*) Corresponde a otros efectos del sismo que no están categorizados por sectores ni sub-sectores.

FUENTE: Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI)

ANEXO N° 04

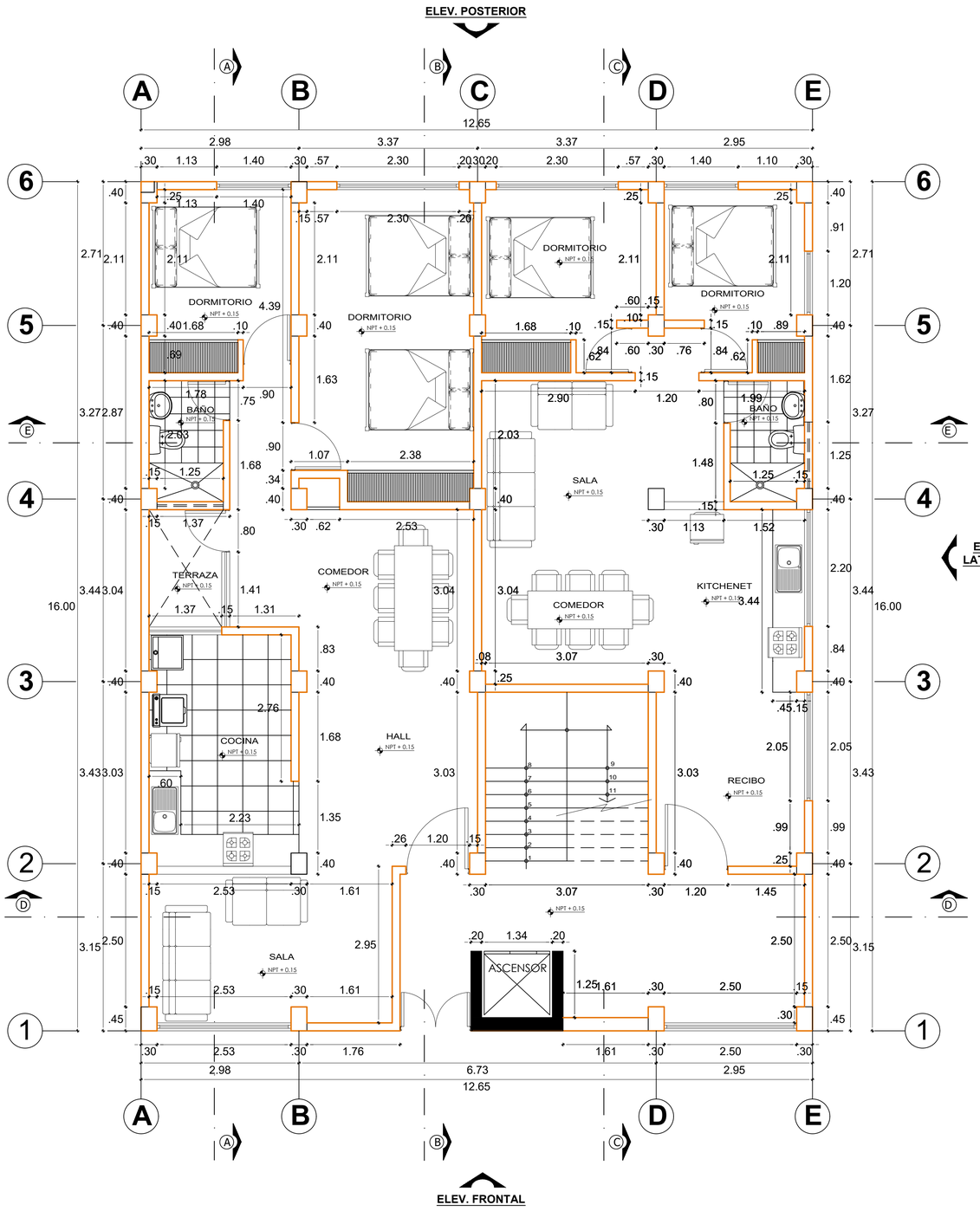
EQUIPOS DE LABORATORIO

EQUIPOS/ HERRAMIENTA	MARCA/MODELO
Balanza Analítica: 300g x 0.1g	OHAUS/ TRAVELER
Balanza digital	OHAUS
Fiola de vidrio de 500ml C/ Tapa	KYNTEL
Fiola de vidrio de 500ml C/ Tapa	ELE
Fiola de vidrio de 250ml C/ Tapa	LB GERMANY
EQUIPOS PARA DET. LÍMITES ATTERBERG:	
Copa de casagrande	TAMIEQUIPOS
Copa de Casagrande manual con cuenta golpes	PINZUAR
Ranurador metálico	PINZUAR
Lamina de Vidrio para ensayo de Limite Plástico	
Tamiz para ensayo de laboratorio diámetro 8" N° 3/8"	ELE
Tamiz para ensayo de laboratorio diámetro 8" N° 4	ELE
Tamiz para ensayo de laboratorio diámetro 8" N° 10	ELE
Tamiz para ensayo de laboratorio diámetro 8" N° 20	ELE
Tamiz para ensayo de laboratorio diámetro 8" N° 40	ELE
Tamiz para ensayo de laboratorio diámetro 8" N° 50	ELE
Tamiz para ensayo de laboratorio diámetro 8" N° 100	ELE
Tamiz para lavado de muestra 8" N° 200	ELE
Tapa y fondo de tamiz de 8"	ELE
Horno eléctrico	THOLZ/MDH
Bandeja Metálica Liviana de 35 x 45 cm	
Brocha	TUMI

ANEXO N° 05

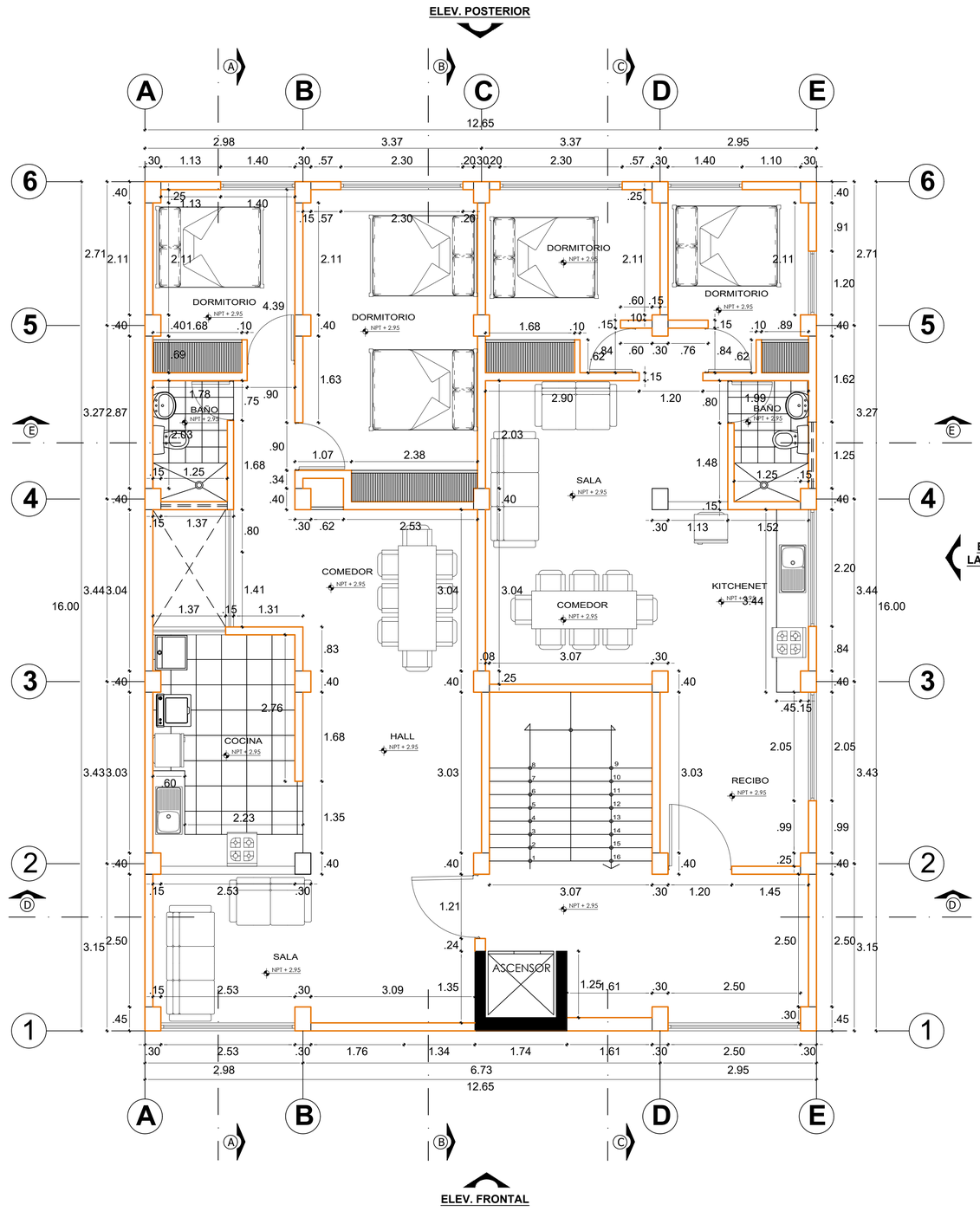
PLANOS

ARQUITECTURA



PLANTA PRIMER PISO

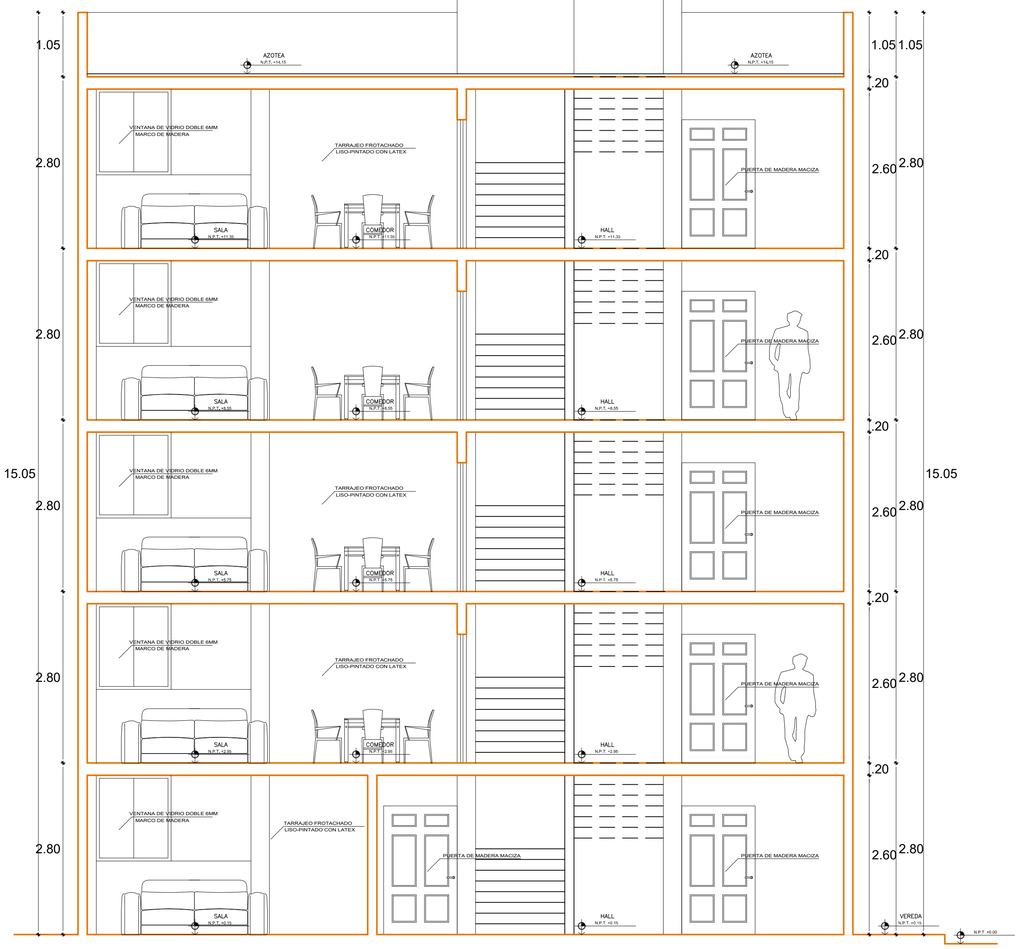
ESC: 1/50



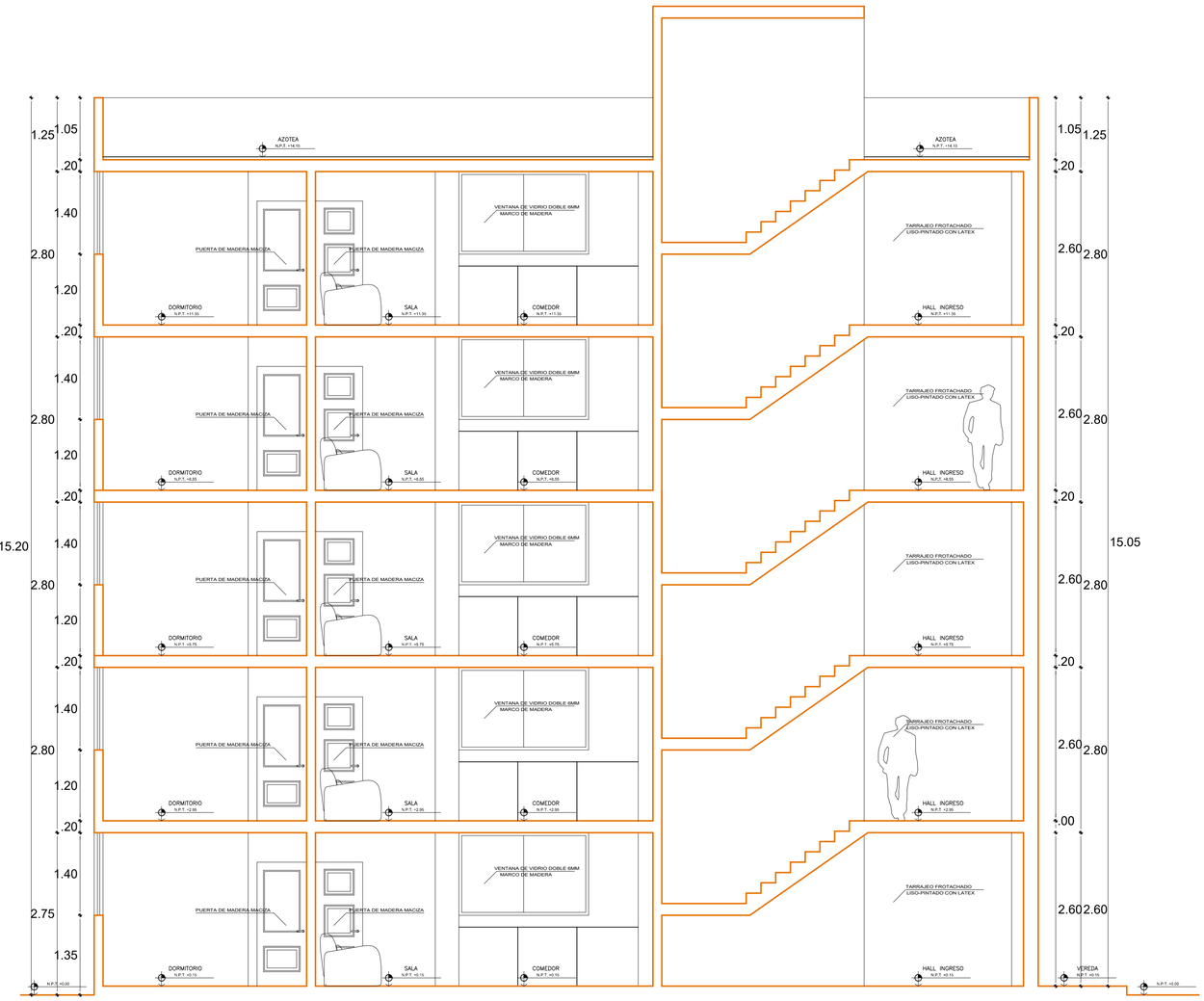
PLANTA 2DO, 3ER, 4TO Y 5TO PISO

ESC: 1/50

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR	
PROPIETARIO: AUGUSTO PORTAL BUSTAMANTE	UBICACIÓN: REGIÓN: LAMBAYEQUE; PROVINCIA: CHICLAYO; DISTRITO: CHICLAYO
PLANO : PLANTAS DE 1ER, 2DO, 3ER, 4TO Y 5TO PISO	
ESCALA : 1/50	FECHA : JUNIO DE 2017
CAD: MGFLM	PROYECTISTA: Arq. David Huanilo Samillán
	LÁMINA : A-01



CORTE D-D
ESC: 1/50

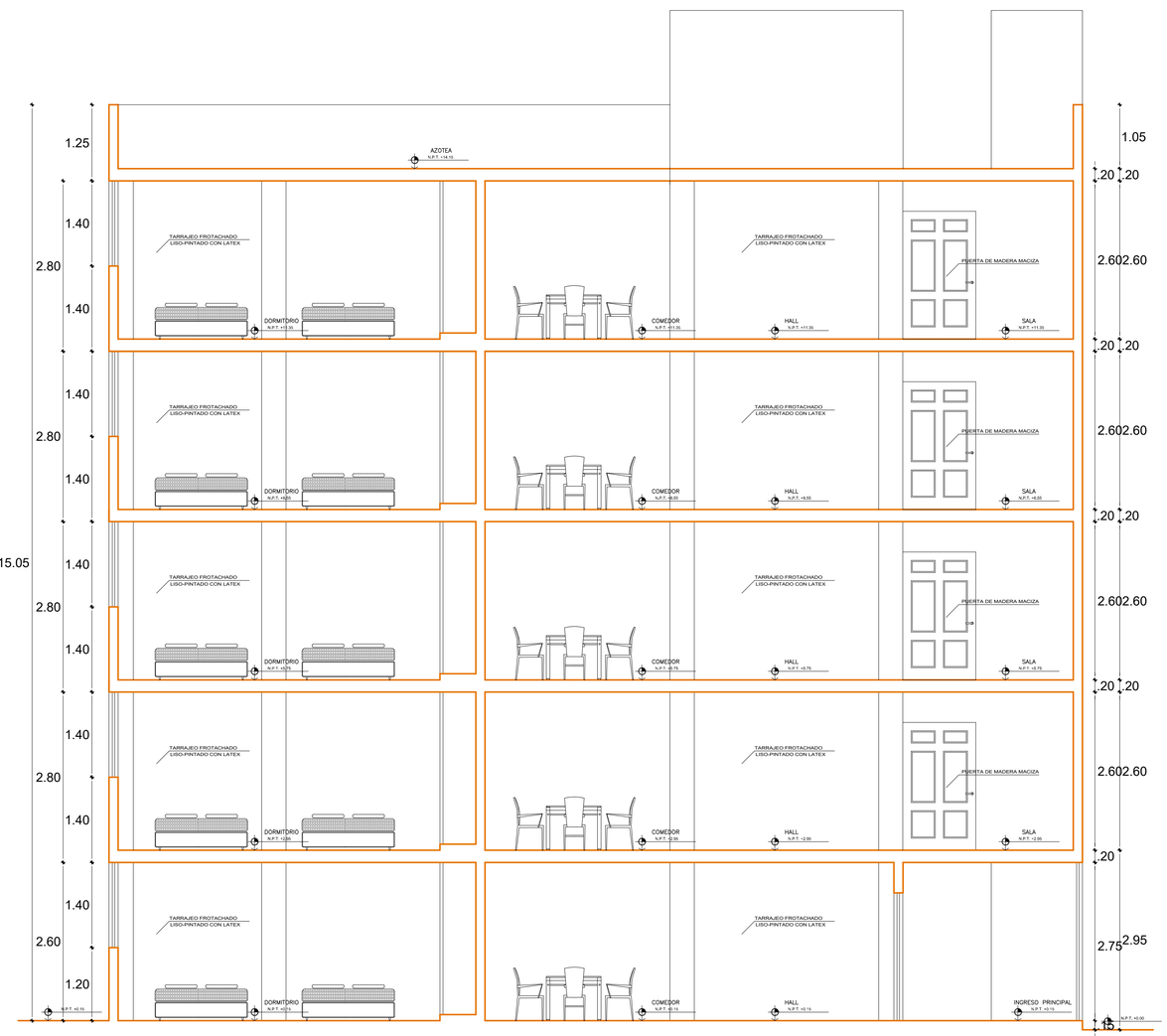


CORTE C-C
ESC: 1/50

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR		
PROPIETARIO: AUGUSTO PORTAL BUSTAMANTE		UBICACIÓN REGIÓN: LAMBAYEQUE PROVINCIA: CHICLAYO DISTRITO: CHICLAYO
PLANO : CORTES		
ESCALA : 1/50	FECHA : JUNIO DE 2017	LÁMINA : A-02
CAD: MGFLM	PROYECTISTA Arq. David Huanilo Samillán	

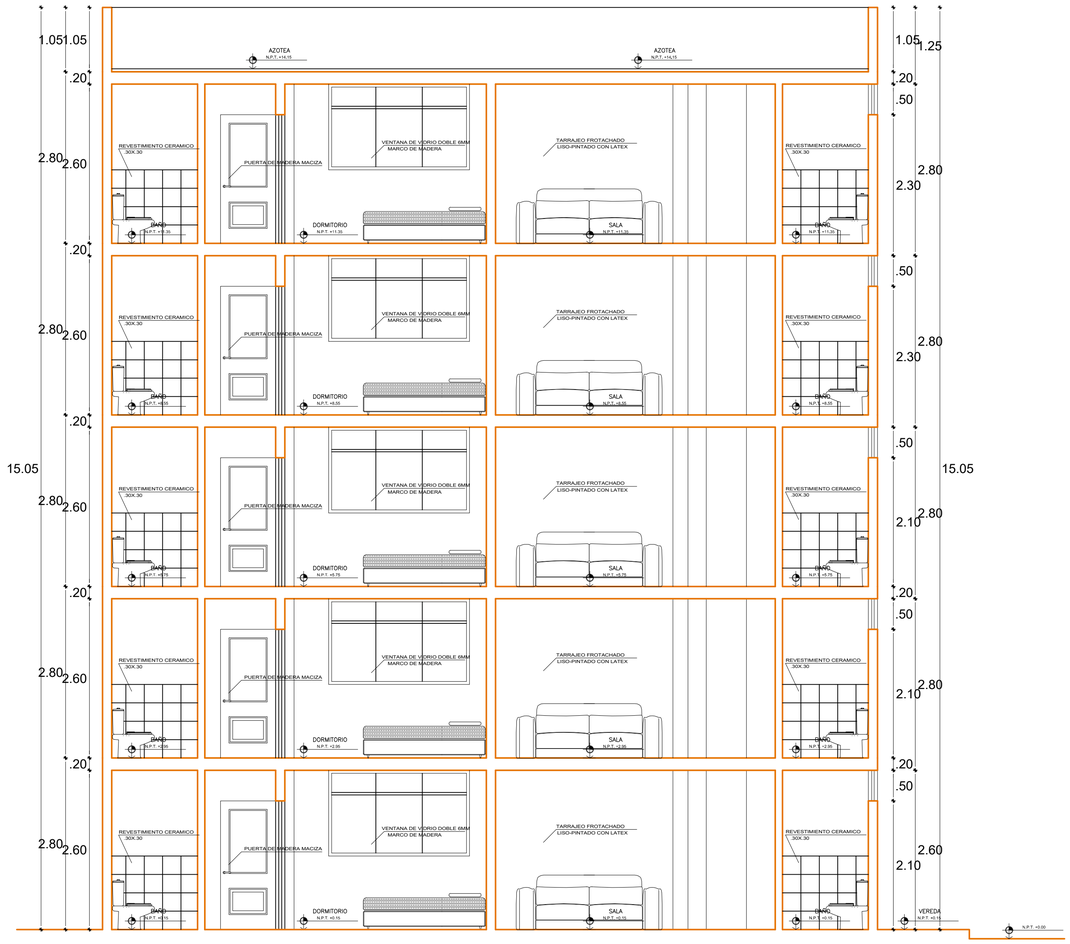


CORTE A-A
ESC: 1/50

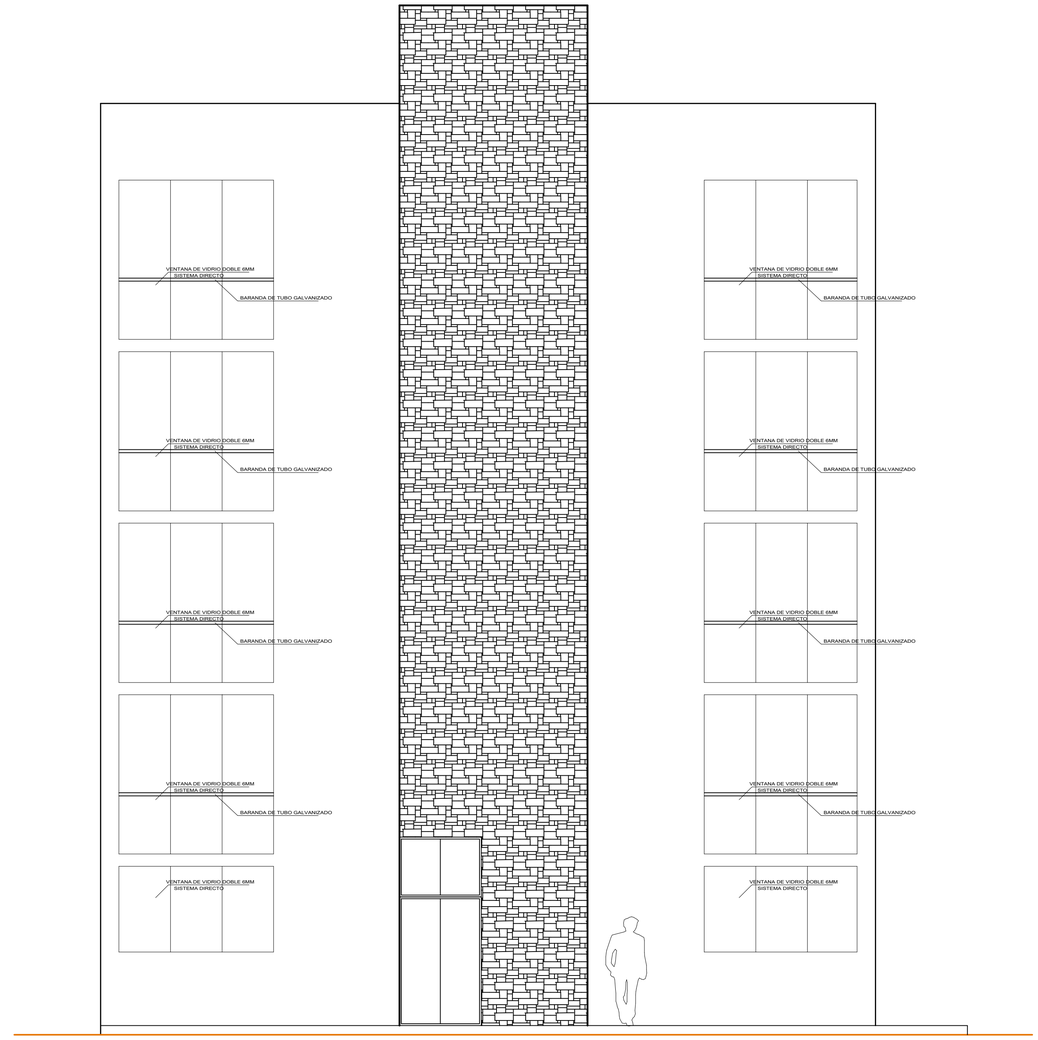


CORTE B-B
ESC: 1/50

PROYECTO:	VIVIENDA MULTIFAMILIAR
PROPIETARIO:	AUGUSTO PORTAL BUSTAMANTE
UBICACIÓN	REGIÓN: LAMBAYEQUE PROVINCIA: CHICLAYO DISTRITO: CHICLAYO
PLANO :	CORTES
ESCALA :	1/50
FECHA :	JUNIO DE 2017
LÁMINA :	A-03
CAD:	MGFLM
PROYECTISTA	Arq. David Huanilo Samillán



CORTE E-E
ESC: 1/50



ELEVACION FRONTAL
ESC: 1/50

PROYECTO:
VIVIENDA MULTIFAMILIAR

PROPIETARIO:
AUGUSTO PORTAL BUSTAMANTE

UBICACIÓN
REGIÓN: LAMBAYEQUE
PROVINCIA: CHICLAYO
DISTRITO: CHICLAYO

PLANO :
CORTE Y ELEVACION

ESCALA :
1/50

FECHA :
JUNIO DE 2017

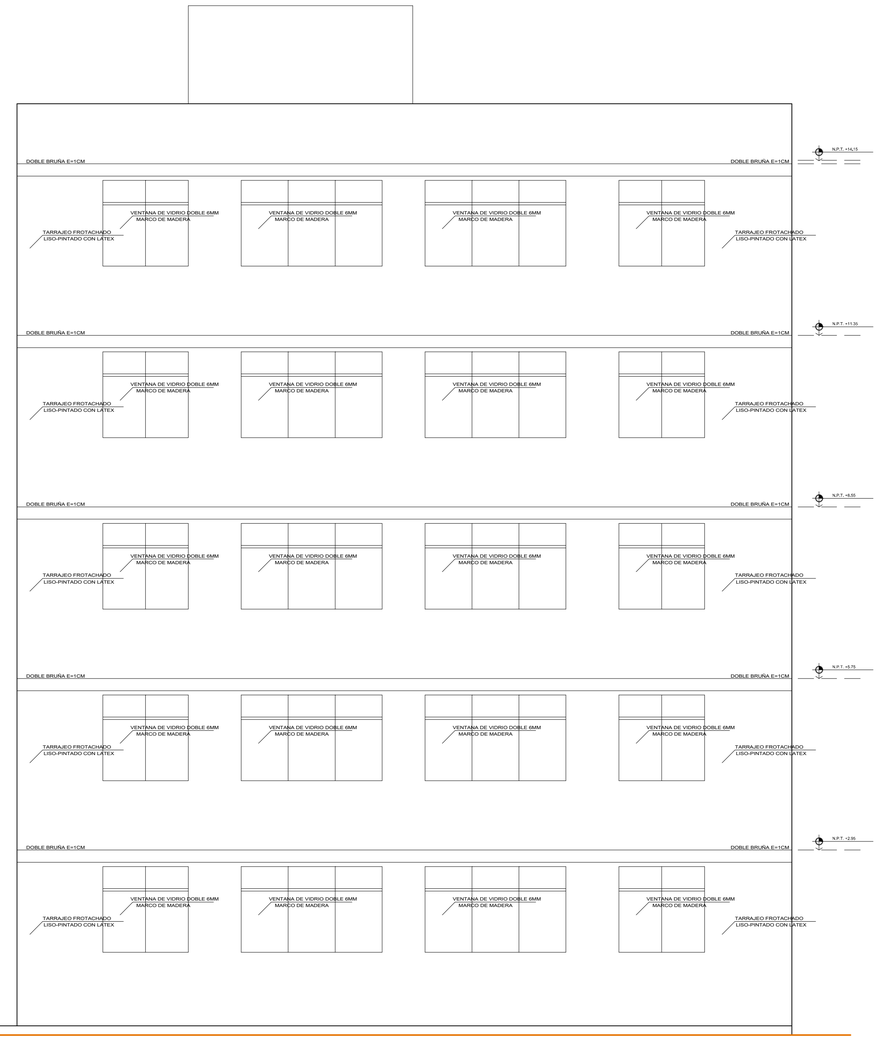
LÁMINA :
A-04

CAD:
MGFLM

PROYECTISTA
Arq. David Huanilo Samillán



ELEVACION LATERAL
ESC: 1/50



ELEVACION POSTERIOR
ESC: 1/50

PROYECTO:
VIVIENDA MULTIFAMILIAR

PROPIETARIO:
AUGUSTO PORTAL BUSTAMANTE

UBICACIÓN
REGIÓN: LAMBAYEQUE
PROVINCIA: CHICLAYO
DISTRITO: CHICLAYO

PLANO :
ELEVACIONES

ESCALA :
1/50

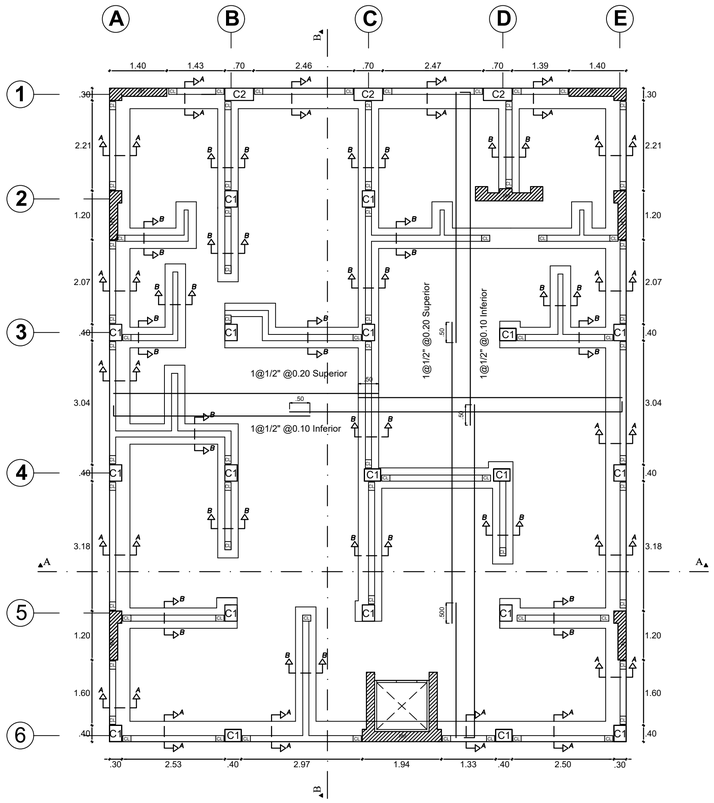
FECHA :
JUNIO DE 2017

LÁMINA :
A-05

CAD:
MGFLM

PROYECTISTA
Arq. David Huanilo Samillán

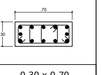
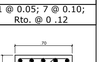
ESTRUCTURACIÓN 1

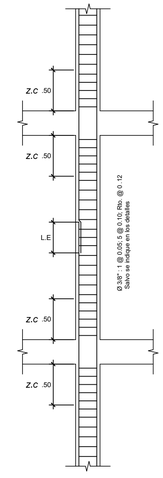


	M1	M2	M3	M4
1er-2do NIVEL	TIPO 1 / 3/8 @.125 / TIPO 1	TIPO 1 / 3/8 @.125 / TIPO 1	TIPO 1 / 3/8 @.125 / TIPO 1	TIPO 1 / TIPO 1 / TIPO 1
3er-5to NIVEL	TIPO 2 / 3/8 @.25 / TIPO 2	TIPO 2 / 3/8 @.25 / TIPO 2	TIPO 2 / 3/8 @.25 / TIPO 2	TIPO 2 / TIPO 2 / TIPO 2

	M5	M6	M7
1er-2do NIVEL	TIPO 1 / 3/8 @.125 / TIPO 1	TIPO 1 / 3/8 @.125 / TIPO 1	TIPO 1 / 3/8 @.125 / TIPO 1
3er-5to NIVEL	TIPO 2 / 3/8 @.25 / TIPO 2	TIPO 2 / 3/8 @.25 / TIPO 2	TIPO 2 / 3/8 @.25 / TIPO 2

	M8
1er y 2do NIVEL	TIPO 1 / TIPO 1 / 3/8 @10 / 3/8 @10 / 1/2 @.10
3er-5to NIVEL	TIPO 2 / TIPO 2 / 3/8 @.25 / 3/8 @.25

NIVEL	C - 1	C - 2
1er-2do NIVEL		
SECCION	0.30 x 0.40	0.30 x 0.70
REFUERZO	8 Ø 5/8"	12 Ø 5/8"
Ø 3/8"	1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Rto. @ 0 .12	1 @ 0.05; 7 @ 0.10; Rto. @ 0 .12
3er-5to NIVEL		
SECCION	0.30 x 0.40	0.30 x 0.70
REFUERZO	4 Ø 5/8" + 4 1/2"	12 Ø 5/8"
Ø 3/8"	1 @ 0.05; 5 @ 0.10; Rto. @ 0 .12	1 @ 0.05; 7 @ 0.10; Rto. @ 0 .12



DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS

EN ZONAS DE ESFUERZOS BAJOS EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES TRATANDO DE HACERLOS FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO.

LONGITUD DE EMPALME	
Ø	TRASLAPE
3/8"	0.45
1/2"	0.60
5/8"	0.75
3/4"	0.90
1"	1.45

CUADRO DE ESTRIBOS

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO
1	3/8"	1@.05, 6@.10 rto.@.12
2	3/8"	1@.05, 5@.10 rto.@.12

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO SIMPLE:
- SOLADOS : f'c=100 Kg/Cm2
- CIMIENTOS CORRIDOS : f'c=175 Kg/cm2+30%PGe6"máx.
- PISOS : f'c=140 Kg/Cm2

CONCRETO ARMADO:
- CIMENTACIÓN : f'c=280 Kg/cm2
- SOBRECIMIENTOS : f'c=280 Kg/cm2
- COLUMNAS (1er PISO) : f'c=280 Kg/cm2
- RESTO DE ESTRUCTURA : f'c=210 Kg/cm2

ACERO DE REFUERZO:
- BARRAS CORRUGADAS ASTM A-615 (GRADO 60) : fy=4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTOS:
- PLATEA : 7.5 cm.
- VIGAS Y COLUMNAS PERALTADAS : 4.0 cm.
- VIGAS CHATAS : 2.5 cm.
- LOSA ALIGERADA : 2.5 cm.

SUELO:
- ESFUERZO ADMISIBLE : 0.96 Kg/cm2

SOBRECARGAS:
- PRIMER – CUARTO NIVEL : 200 Kg/m2
- AZOTEA : 100 Kg/m2

SISTEMA ESTRUCTURAL:
- DIRECCIÓN X–X : MURO ESTRUCTURAL
- DIRECCIÓN Y–Y : MURO ESTRUCTURAL

PERIODO FUNDAMENTAL
- Tx = 0.438
- Ty = 0.418

SISTEMA ESTRUCTURAL
- DIRECCION X-X : SISTEMA DE MURO ESTRUCTURAL
- DIRECCION Y-Y : SISTEMA DE MURO ESTRUCTURAL

FUERZA CORTANTE EN LA BASE
- DIRECCION X-X : 160.70 Tn
- DIRECCION Y-Y : 155.97 Tn

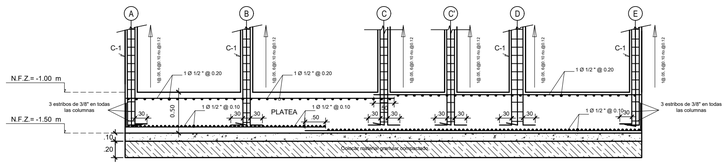
DIRECCION	DESPLAZAMIENTO MAXIMO DEL ULTIMO NIVEL	DESPLAZAMIENTO MAXIMO RELATIVO ENTREPISO	MAXIMA DISTORSION DE ENTREPISO
X - X	5.76 cm	1.33cm	0.0048
Y - Y	5.38 cm	1.27 cm	0.0045

NORMAS:

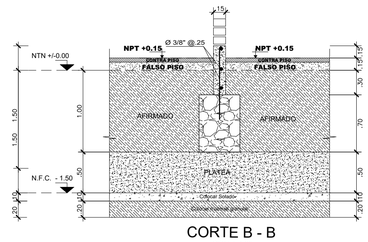
PARA TODO LO NO ESPECIFICADO, RIGEN :

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, ACI 318–11
- NTE E.020 – CARGAS
- NTE E.030 – DISEÑO SISMORESISTENTE
- NTE E.050 – SUELOS Y CIMENTACIONES
- NTE E.060 – CONCRETO ARMADO
- NTE E.070 – ALBAÑILERIA

PLATEA DE CIMENTACION
Esc: 1/75

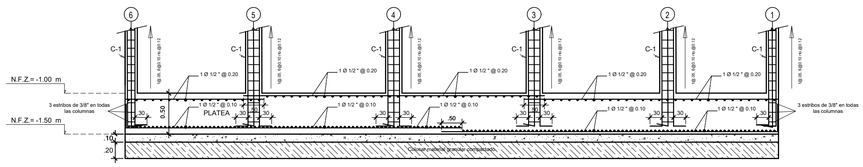


DETALLE PLATEA CORTE A - A
Esc: H = 1/75, V = 1/25

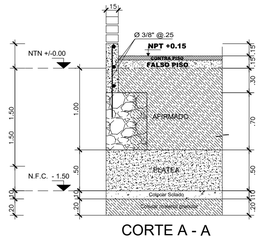


CORTE B - B
ESCALA 1/35

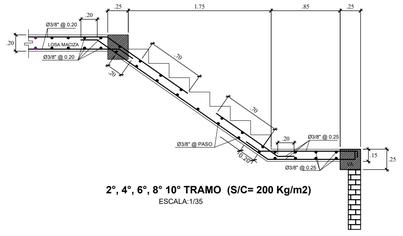
PLATEA DE CIMENTACION
Esc: 1/75



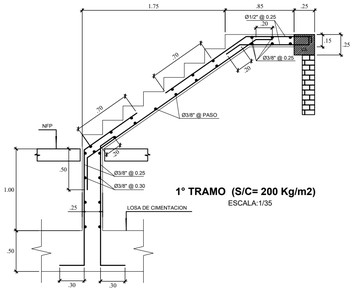
DETALLE PLATEA CORTE B - B
Esc: H = 1/50, V = 1/25



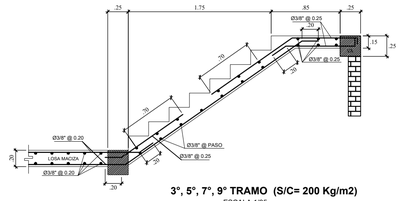
CORTE A - A
ESCALA 1/35



2°, 4°, 6°, 8° 10° TRAMO (S/C= 200 Kg/m2)
ESCALA:1/35



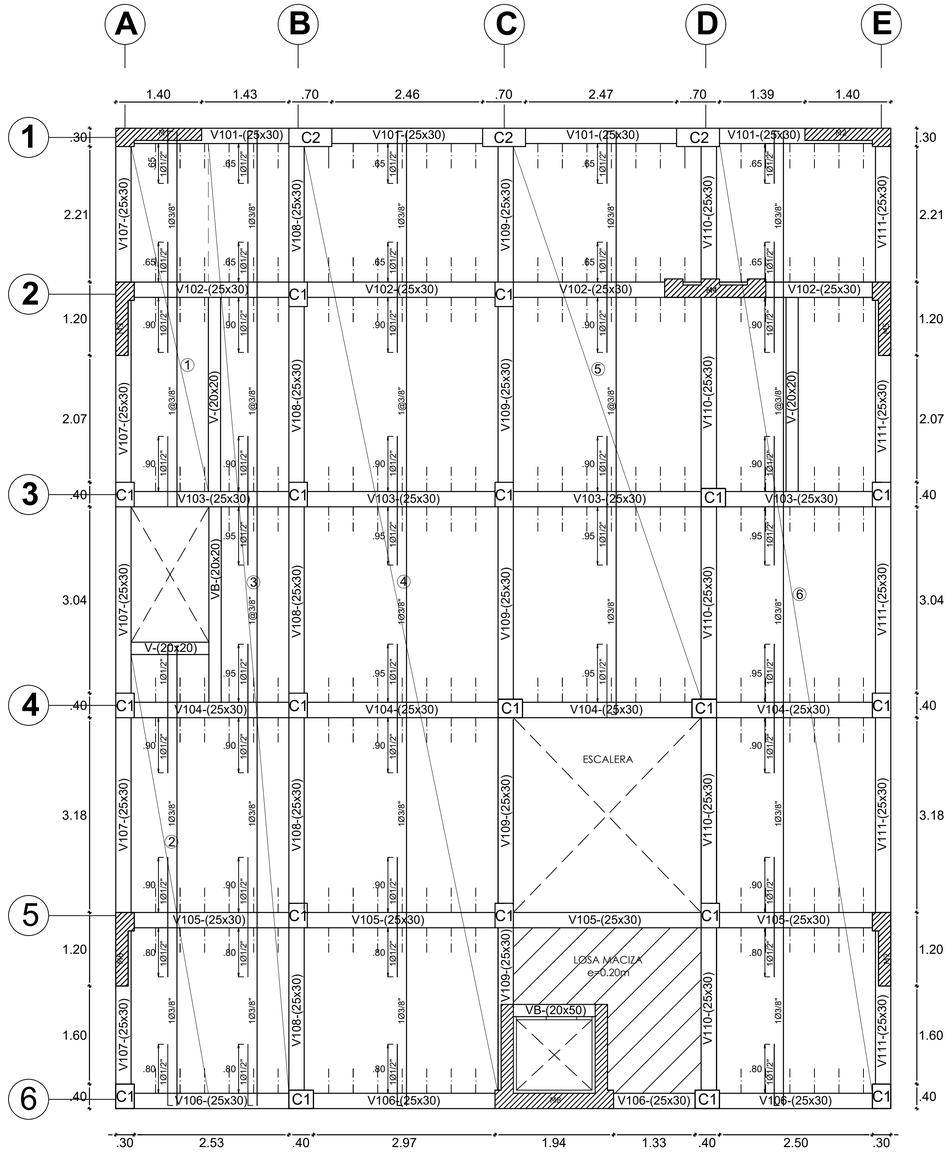
1° TRAMO (S/C= 200 Kg/m2)
ESCALA:1/35



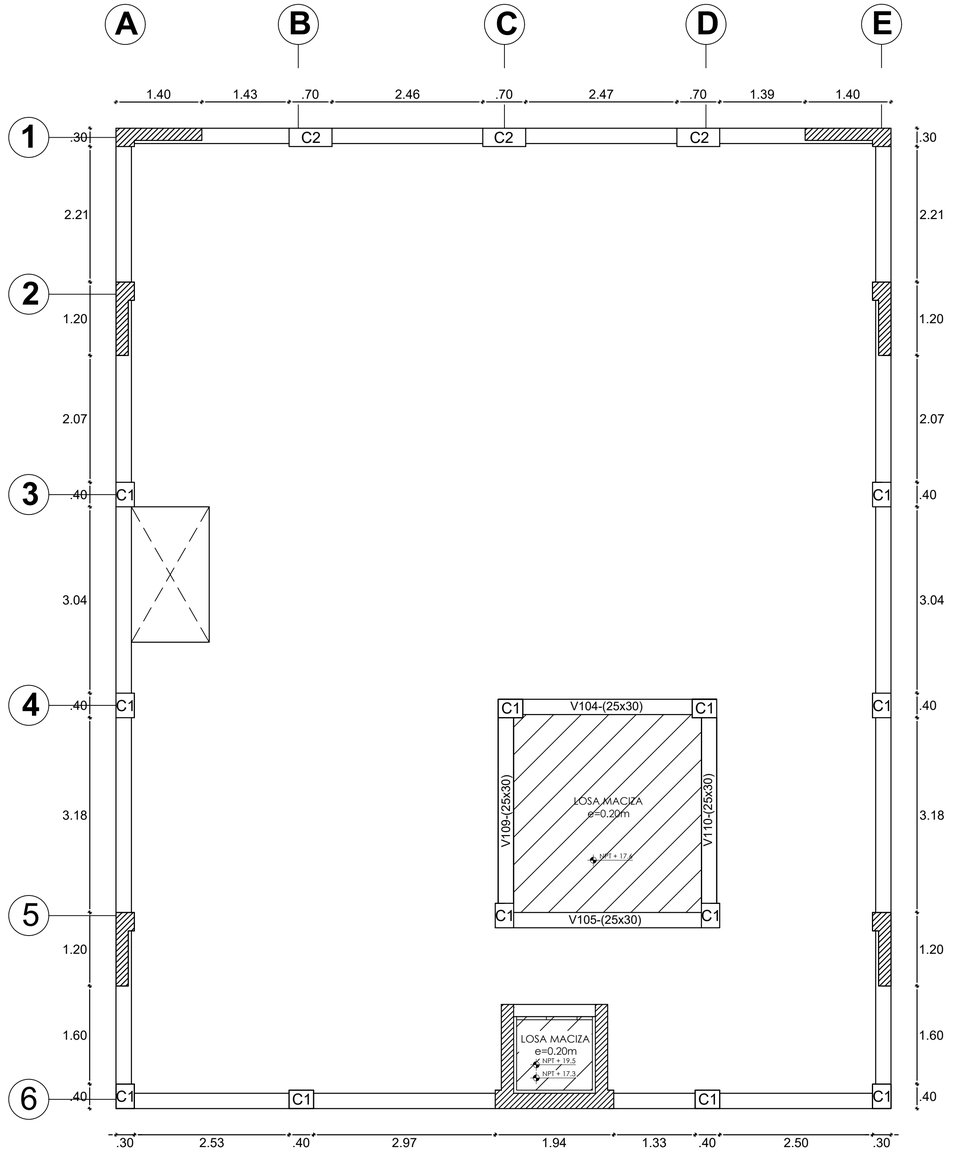
3°, 5°, 7°, 9° TRAMO (S/C= 200 Kg/m2)
ESCALA:1/35

"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		N° DE LAMINA: E-01
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE		
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	PLANO: CIMENTACIÓN		
	ESCALA: Indicada	FECHA: Octubre 2021	



LOSA ALIGERADA 1° A 5 NIVEL



LOSA ALIGERADA AZOTEA

ESPECIFICACIONES TECNICAS

RESISTENCIA DEL CONCRETO F'c:

– VIGAS	F'c=210 Kg/cm2
– ALIGERADO Y LOSAS	F'c=210 Kg/cm2
– COLUMNAS	F'c=210 Kg/cm2

ACERO DE REFUERZO:

– BARRAS CORRUGADAS ASTM A–615 (GRADO 60)	Fy=4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTOS:

– LOSA ALIGERADA	2.5 cm.
– VIGAS PERALTADAS	4.0 cm.
– VIGAS CHATAS	2.5 cm.
– COLUMNAS	4.0 cm.
– PLATEA	7.5 cm.

SOBRECARGAS:

PRIMER – CUARTO NIVEL	:	200 Kg/m2
AZOTEA	:	100 Kg/m2

NORMAS:

NORMAS TECNICAS DE CONCRETO ARMADO E–060
NORMAS TECNICAS DE CARGAS E–020
NORMAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE E–030

PARAMETROS SISMICOS:

Z=0.45 U=1.00 C=2.50 S=1.05 R=6

PERIODO FUNDAMENTAL

Tx = 0.412
Ty = 0.396

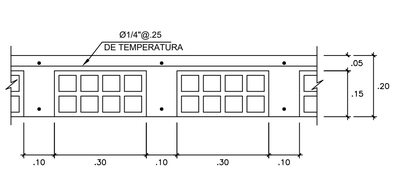
SISTEMA ESTRUCTURAL

DIRECCION X-X : SISTEMA DE MURO ESTRUCTURAL
DIRECCION Y-Y : SISTEMA DE MURO ESTRUCTURAL

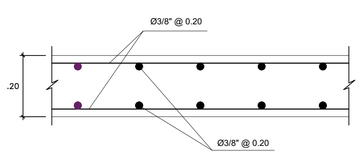
FUERZA CORTANTE EN LA BASE

DIRECCION X-X : 190.70 Tn
DIRECCION Y-Y : 190.70 Tn

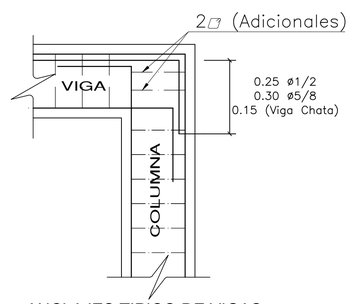
DIRECCION	DESPLAZAMIENTO MAXIMO DEL ULTIMO NIVEL	DESPLAZAMIENTO MAXIMO RELATIVO ENTREPISO	MAXIMA DISTORSION DE ENTREPISO
X - X →	5.21 cm	1.22cm	0.0044
Y - Y ↓	5.21 cm	1.15 cm	0.0041



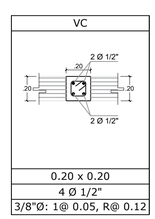
SECCION TIPICA DE ALIGERADO(h=.20)
ESCALA: 1/15



SECCION TIPICA DE LOSA MACIZA (h=.20)
ESCALA: 1/15



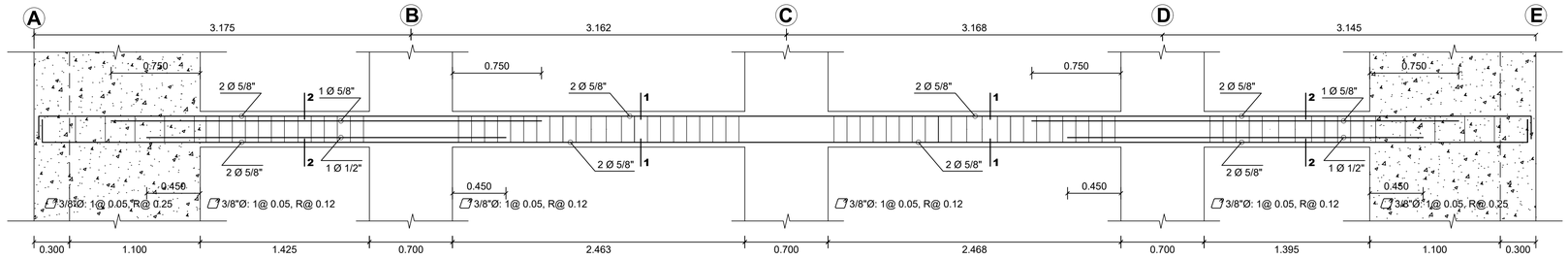
ANCLAJES TIPICO DE VIGAS



0.20 x 0.20
4 Ø 1/2"
3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12

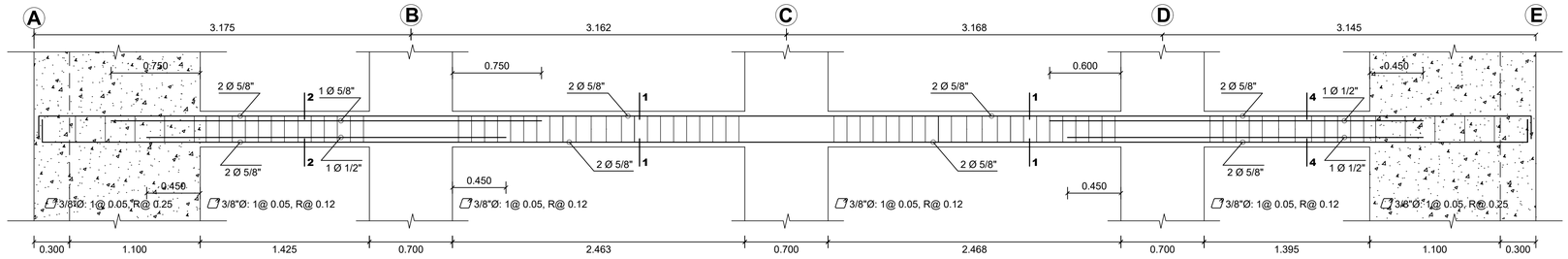
"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	N° DE LAMINA: E-02
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA; ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO; CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE	
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
	PLANO: LOSA ALIGERADA	
	ESCALA: Indicada / FECHA: Octubre 2021	



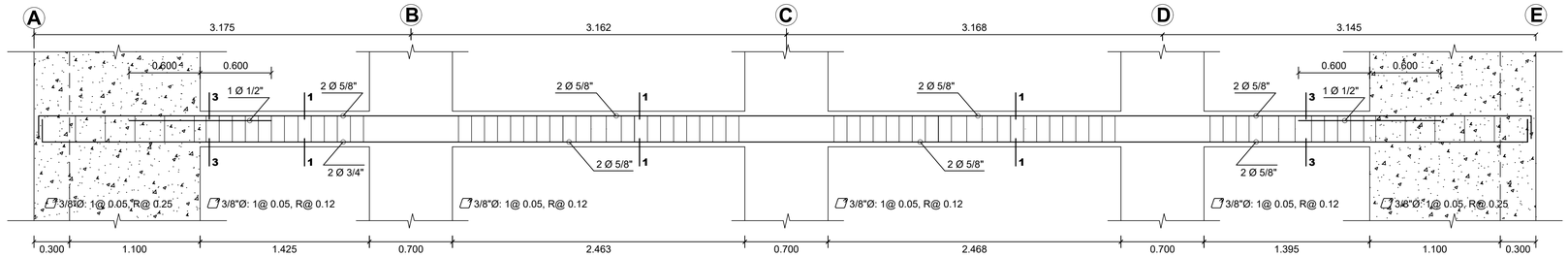
1er NIVEL V-101 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



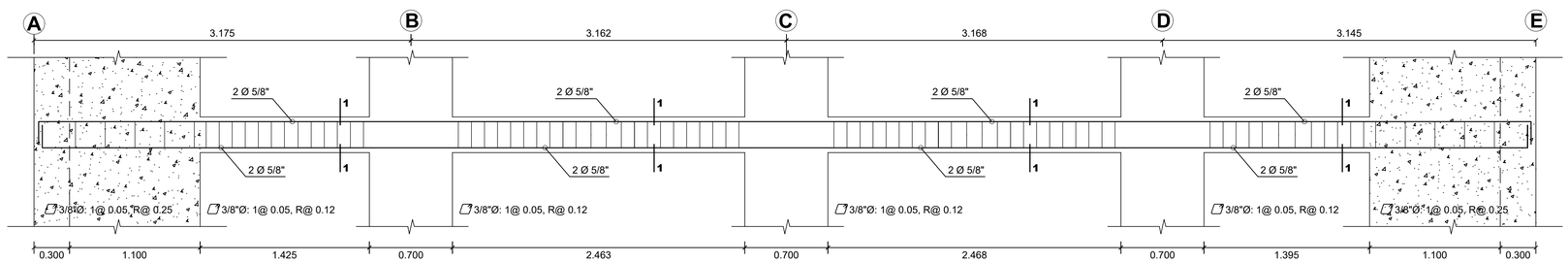
2do NIVEL V-201 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



3er NIVEL V-301 (0.25 x 0.30)

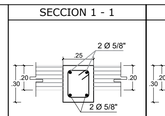
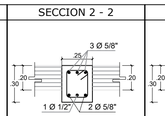
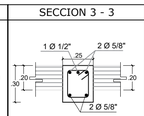
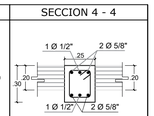
ESCALA: 1 /25

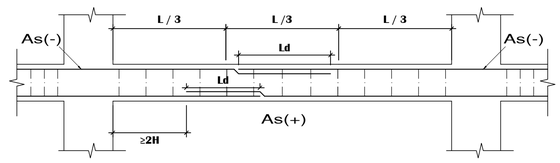


4to y 5to NIVEL V-401 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25

CUADRO DE SECCIONES

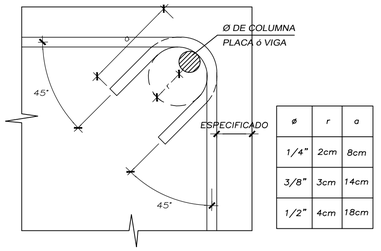
	SECCION 1 - 1	SECCION 2 - 2	SECCION 3 - 3	SECCION 4 - 4
				
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30
REFUERZO	4 Ø 5/8"	5 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	4 Ø 5/8"+1 Ø 1/2	4 Ø 5/8"+2 Ø 1/2
	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12



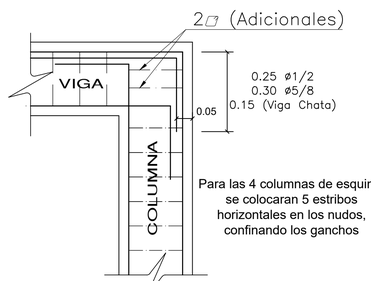
LONGITUDES DE ALCLAJE Y TRASLAPE				
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR		TRASLAPE
	H CUALQUIERA	H<.30	H>.30	
3/8"	0.35	0.35	0.45	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60	0.60
5/8"	0.60	0.60	0.75	0.75
3/4"	0.70	0.70	0.90	0.90
1"	1.15	1.15	1.45	1.45

OBSERVACIONES:

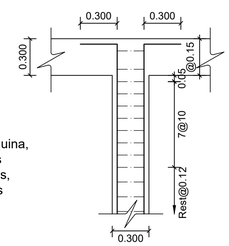
1.- NO TRASLAPAR EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.
Si fuera estrictamente necesario, se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud Le=1.3Ld.
2.-NO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
De requerirlo, se considerara una longitud Le=1.7Ld
3.-PARA LOS ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL REFUERZO INFERIOR SE EMPALMARA EN LOS APOYOS, CON UNA LONGIUD DE EMPALME IGUAL A 30cm para ø 3/8" Y 40 PARA 1/2"



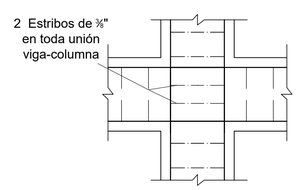
ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	14cm
1/2"	4cm	18cm



ANCLAJES TIPICO DE VIGAS



REMATE DE COLUMNAS

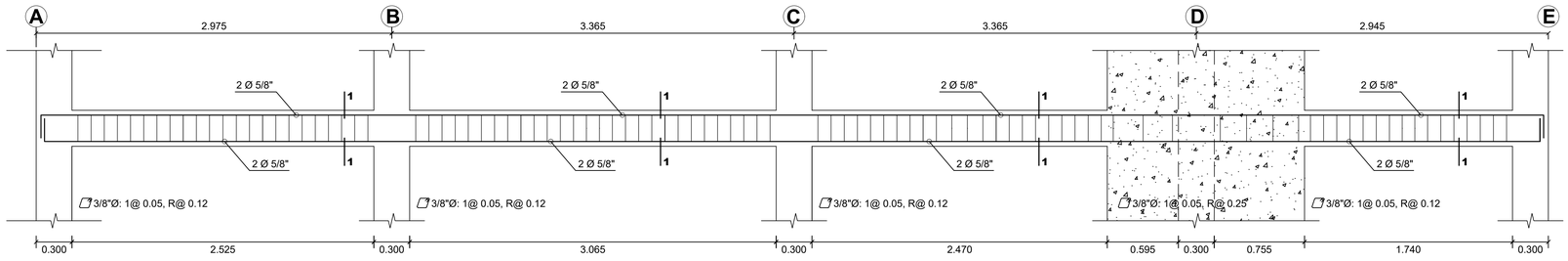


DETALLE DE UNION VIGA (h=0.30m.) - COLUMNA

"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"

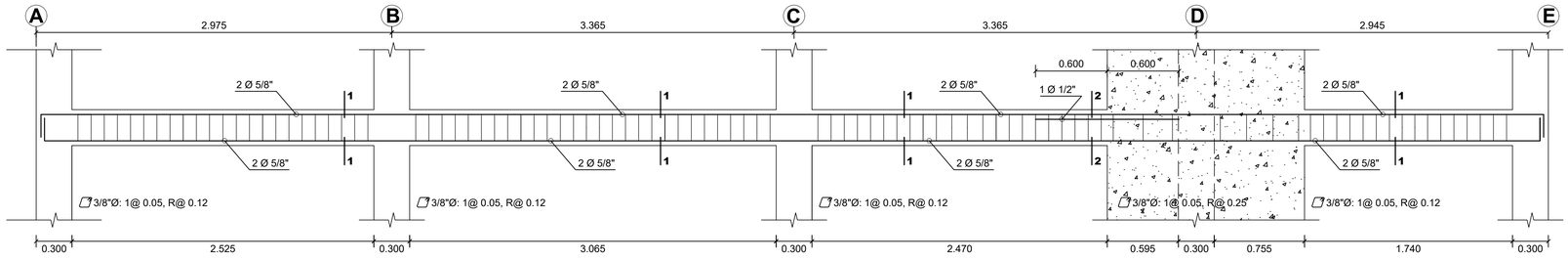
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	N° DE LAMINA: E-03
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA; ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO; CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE	
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	PLANO: DETALLE DE VIGAS I	
	ESCALA: Indicada / FECHA: Octubre 2021	



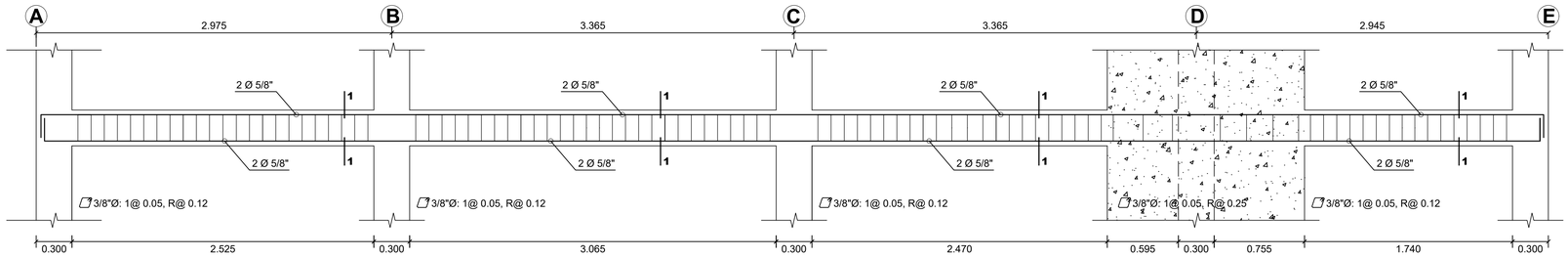
1er NIVEL V-102 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



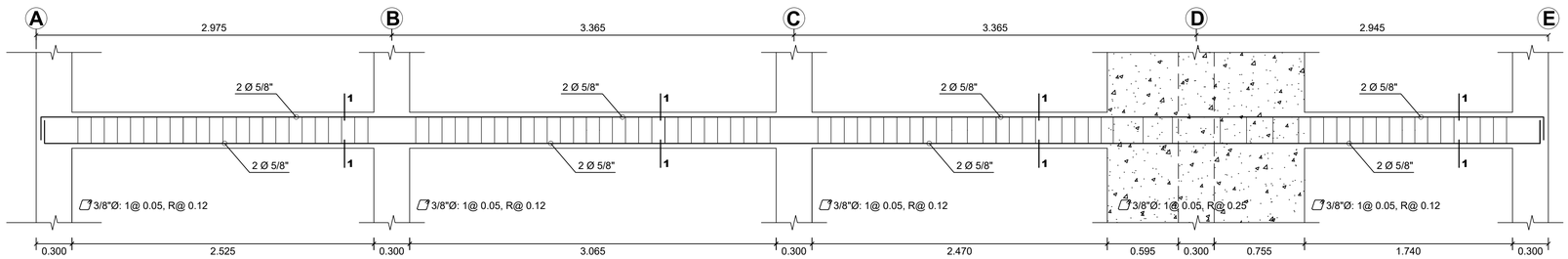
2do NIVEL V-202 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



3er NIVEL V-302 (0.25 x 0.30)

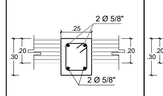
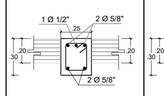
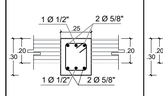
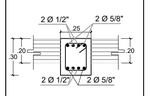
ESCALA: 1 /25

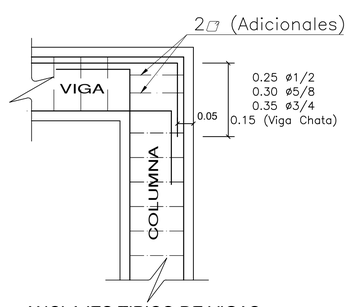


4to y 5to NIVEL V-402 (0.25 x 0.30)

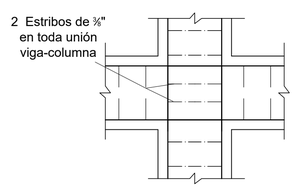
ESCALA: 1 /25

CUADRO DE SECCIONES

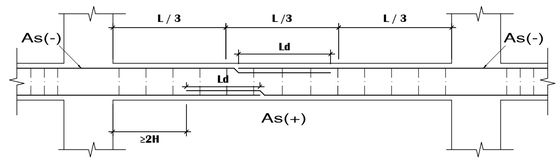
	SECCION 1 - 1	SECCION 2 - 2	SECCION 3 - 3	SECCION 4 - 4
				
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30
REFUERZO	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2
▱	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12



ANCLAJES TIPICO DE VIGAS



DETALLE DE UNION
VIGA (h=0.30m.) - COLUMNA

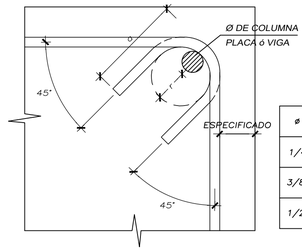


LONGITUDES DE ALCLAJE Y TRASLAPE

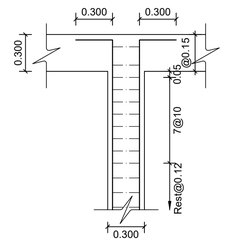
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR		TRASLAPE
	H CUALQUIERA	H<.30	H>.30	
3/8"	0.35	0.35	0.45	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60	0.60
5/8"	0.60	0.60	0.75	0.75
3/4"	0.70	0.70	0.90	0.90
1"	1.15	1.15	1.45	1.45

OBSERVACIONES:

1.- NO TRASLAPAR EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.
Si fuera estrictamente necesario, se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud Le=1.3Ld.
2.-NO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
De requerirlo, se considerara una longitud Le=1.7Ld
3.-PARA LOS ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL REFUERZO INFERIOR SE EMPALMARA EN LOS APOYOS, CON UNA LONGIUD DE EMPALME IGUAL A 30cm para ø 3/8" Y 40 PARA 1/2"



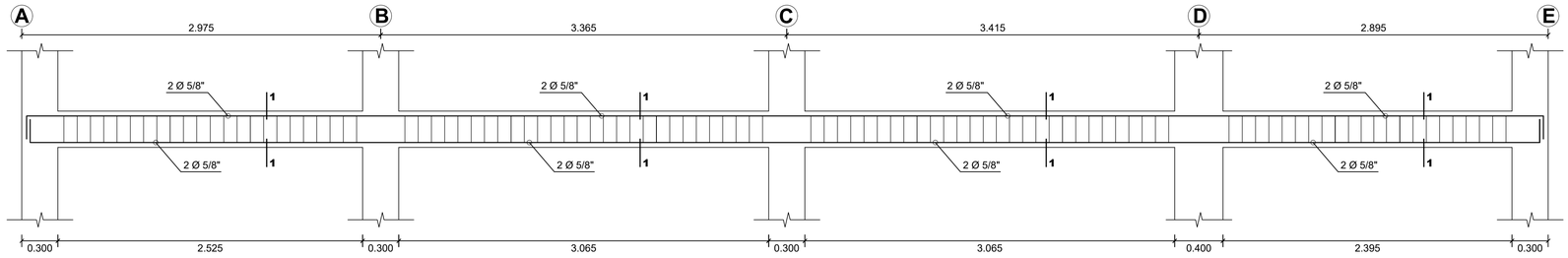
ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	14cm
1/2"	4cm	18cm



REMATE DE COLUMNAS

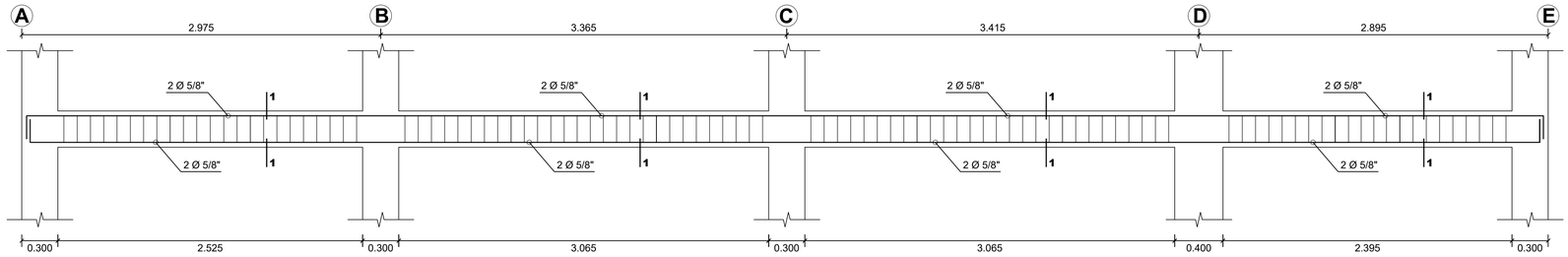
"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		N° DE LAMINA: E-04
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA; ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO; CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE		
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	PLANO: DETALLE DE VIGAS II		
	ESCALA: Indicada	FECHA: Octubre 2021	



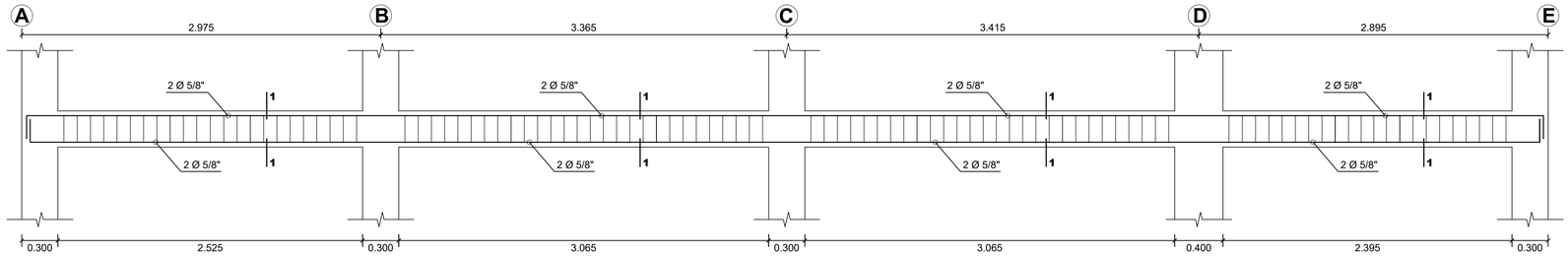
1er NIVEL V-103 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



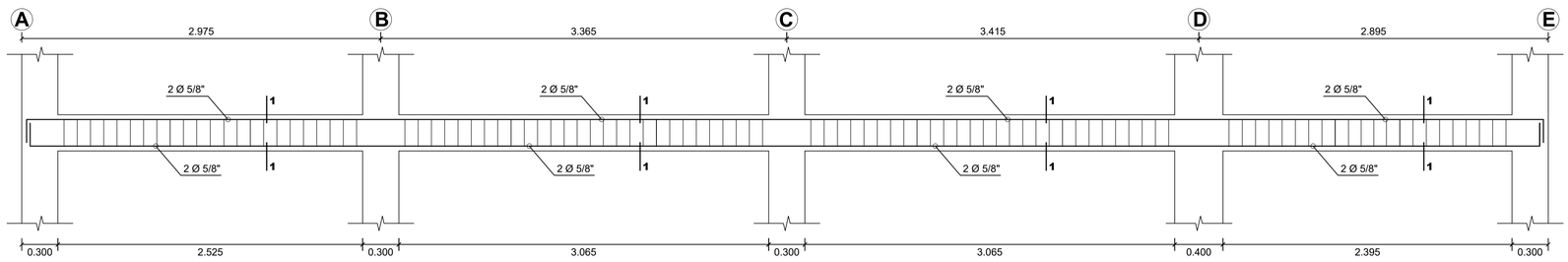
2do NIVEL V-203 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



3er NIVEL V-303 (0.25 x 0.30)

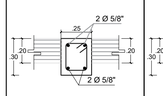
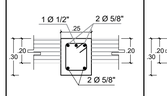
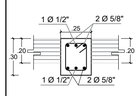
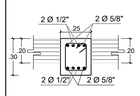
ESCALA: 1 /25

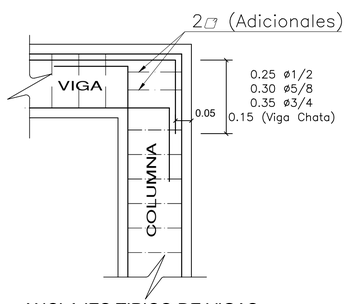


4to y 5to NIVEL V-403 (0.25 x 0.30)

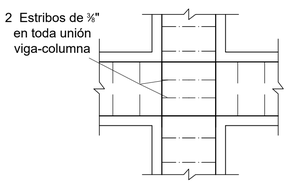
ESCALA: 1 /25

CUADRO DE SECCIONES

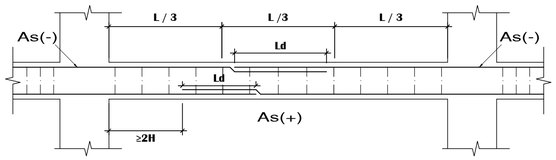
	SECCION 1 - 1	SECCION 2 - 2	SECCION 3 - 3	SECCION 4 - 4
				
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30
REFUERZO	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2
▱	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12



ANCLAJES TIPICO DE VIGAS



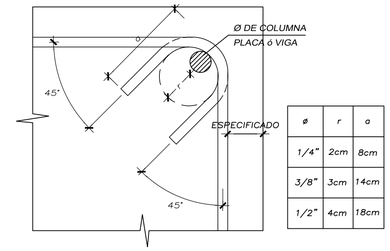
DETALLE DE UNION
VIGA (h=0.30m.) - COLUMNA



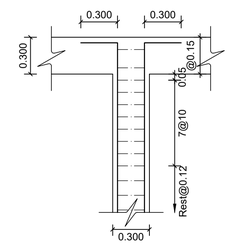
LONGITUDES DE ALCLAJE Y TRASLAPE				
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR		TRASLAPE
	H CUALQUIERA	H<.30	H>.30	
3/8"	0.35	0.35	0.45	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60	0.60
5/8"	0.60	0.60	0.75	0.75
3/4"	0.70	0.70	0.90	0.90
1"	1.15	1.15	1.45	1.45

OBSERVACIONES:

1.- NO TRASLAPAR EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.
Si fuera estrictamente necesario, se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud Le=1.3Ld.
2.-NO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
De requerirlo, se considerara una longitud Le=1.7Ld
3.-PARA LOS ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL REFUERZO INFERIOR SE EMPALMARA EN LOS APOYOS, CON UNA LONGIUD DE EMPALME IGUAL A 30cm para ø 3/8" Y 40 PARA 1/2"



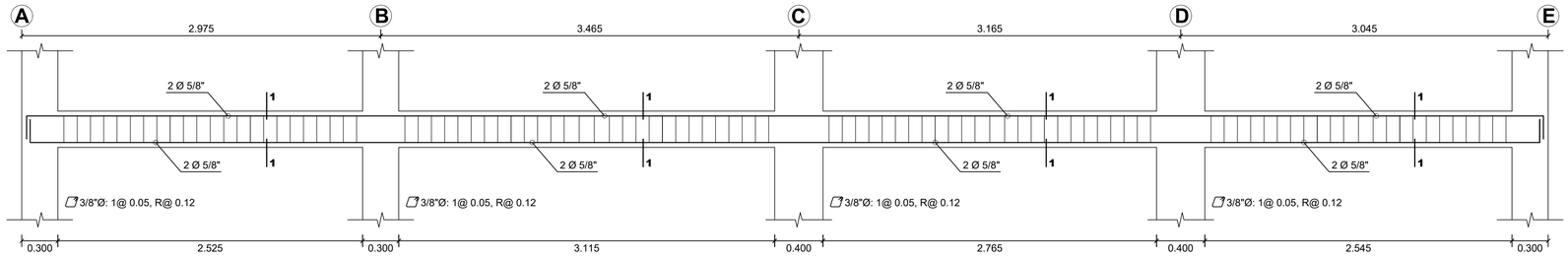
ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	14cm
1/2"	4cm	18cm



REMATE DE COLUMNAS

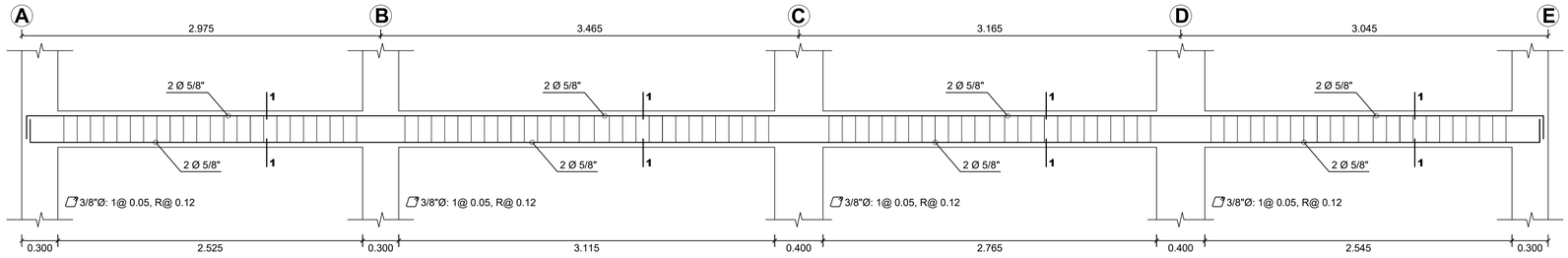
"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		N° DE LAMINA: E-05
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE		
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	PLANO: DETALLE DE VIGAS III		
	ESCALA: Indicada	FECHA: Octubre 2021	



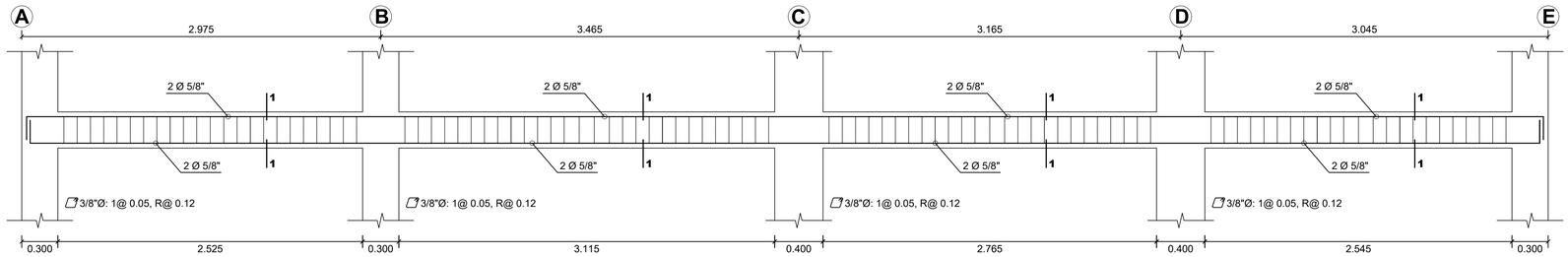
1er NIVEL V-104 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



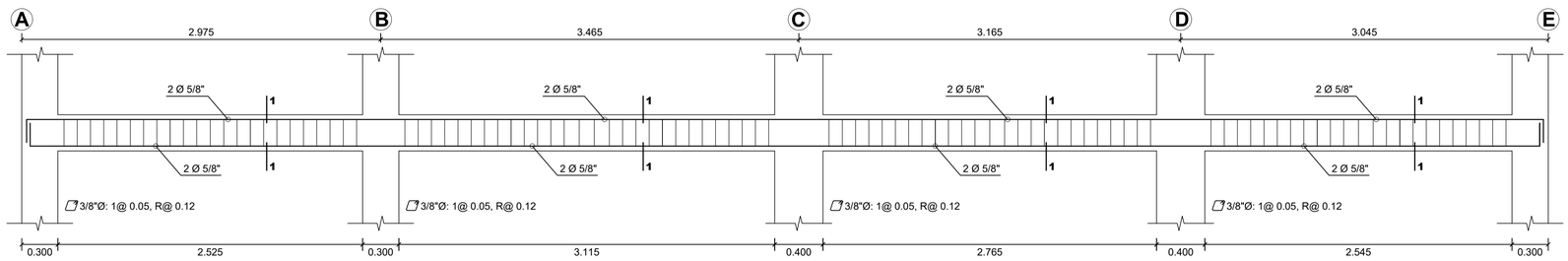
2do NIVEL V-204 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



3er NIVEL V-304 (0.25 x 0.30)

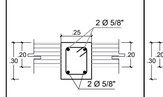
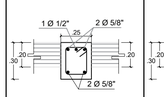
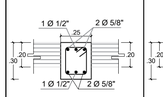
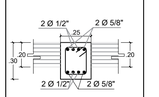
ESCALA: 1 /25

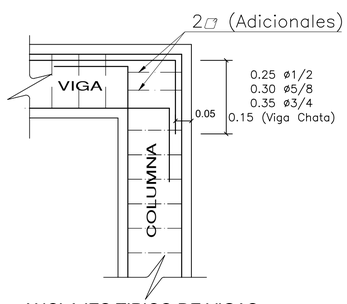


4to y 5to NIVEL V-404 (0.25 x 0.30)

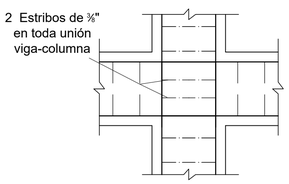
ESCALA: 1 /25

CUADRO DE SECCIONES

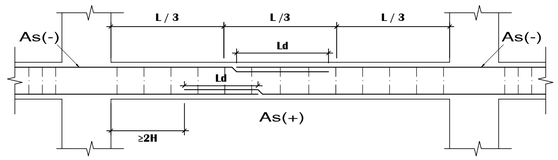
	SECCION 1 - 1	SECCION 2 - 2	SECCION 3 - 3	SECCION 4 - 4
				
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30
REFUERZO	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2
	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12



ANCLAJES TIPICO DE VIGAS



DETALLE DE UNION
VIGA (h=0.30m.) - COLUMNA

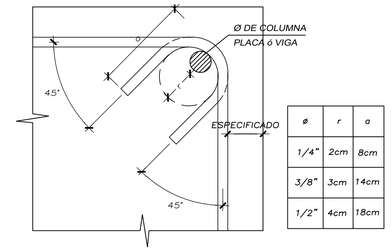


LONGITUDES DE ALCLAJE Y TRASLAPE

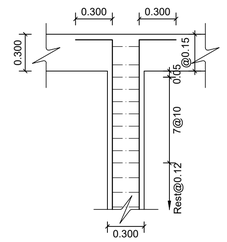
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR		TRASLAPE
	H CUALQUIERA	H<.30	H>.30	
3/8"	0.35	0.35	0.45	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60	0.60
5/8"	0.60	0.60	0.75	0.75
3/4"	0.70	0.70	0.90	0.90
1"	1.15	1.15	1.45	1.45

OBSERVACIONES:

1.- NO TRASLAPAR EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.
Si fuera estrictamente necesario, se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud Le=1.3Ld.
2.-NO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
De requerirlo, se considerara una longitud Le=1.7Ld
3.-PARA LOS ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL REFUERZO INFERIOR SE EMPALMARA EN LOS APOYOS, CON UNA LONGIUD DE EMPALME IGUAL A 30cm para ø 3/8" Y 40 PARA 1/2"



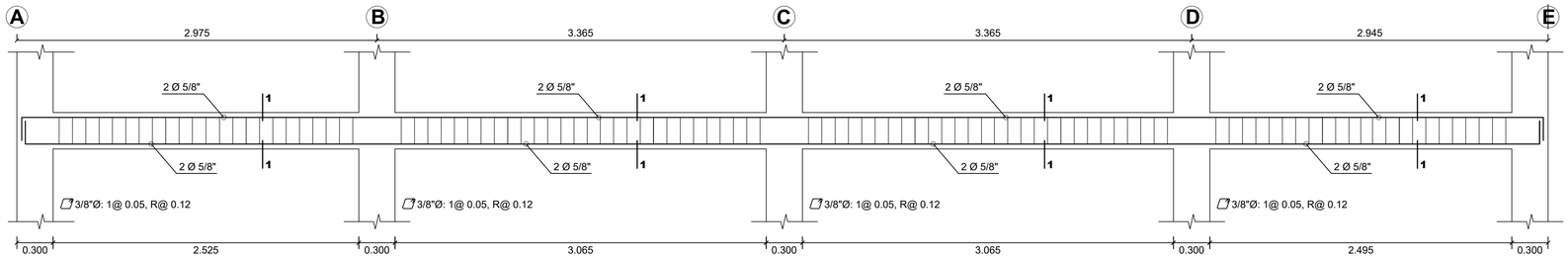
ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	14cm
1/2"	4cm	18cm



REMATE DE COLUMNAS

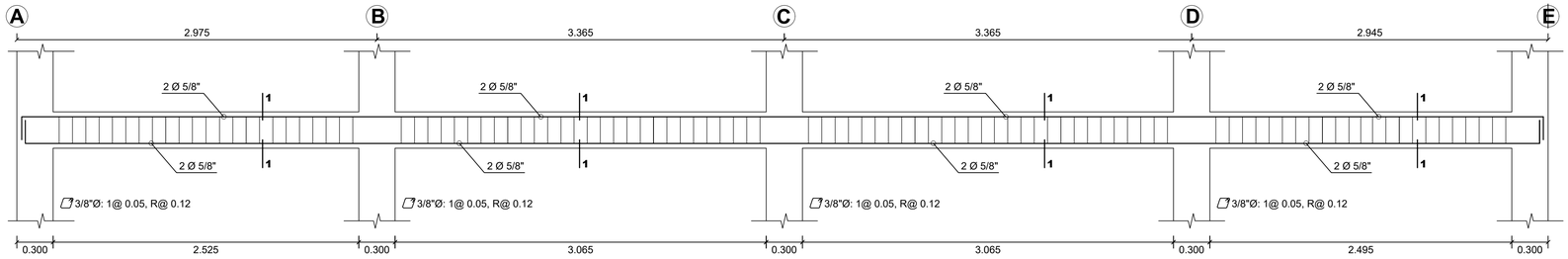
"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		N° DE LÁMINA: E-06
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA; ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO; CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE		
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	PLANO: DETALLE DE VIGAS IV		
	ESCALA: Indicada	FECHA: Octubre 2021	



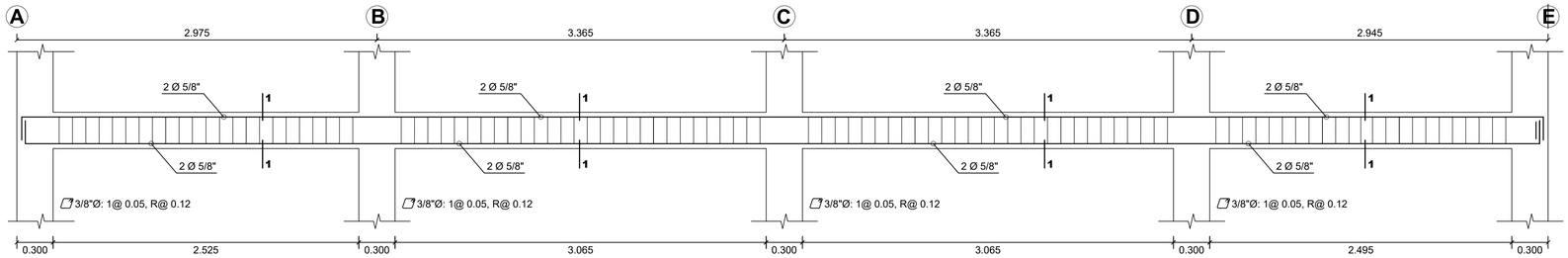
1er NIVEL V-105 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



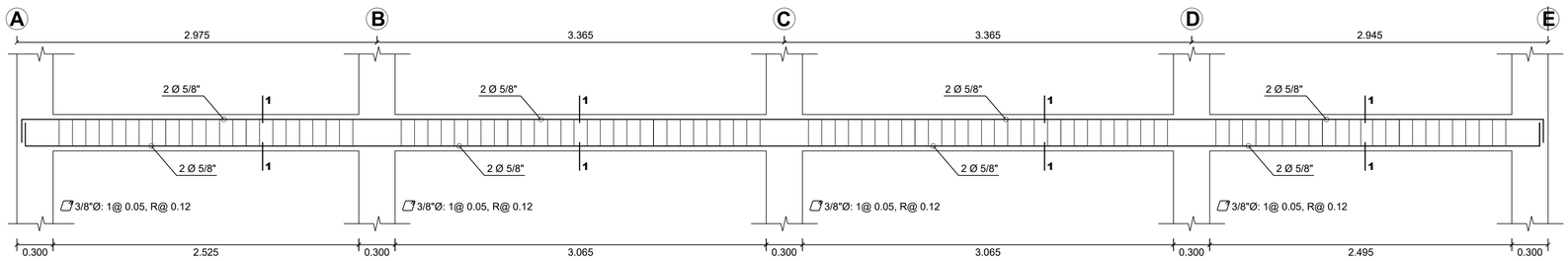
2do NIVEL V-205 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



3er NIVEL V-305 (0.25 x 0.30)

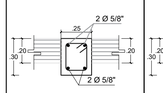
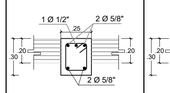
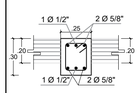
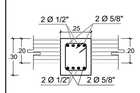
ESCALA: 1 /25

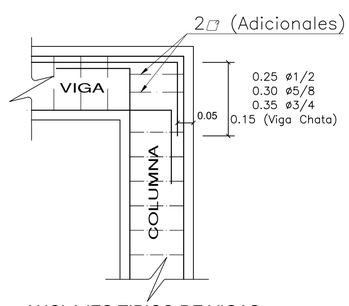


4to y 5to NIVEL V-405 (0.25 x 0.30)

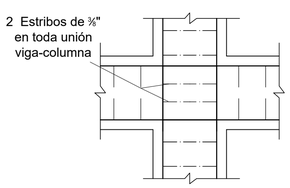
ESCALA: 1 /25

CUADRO DE SECCIONES

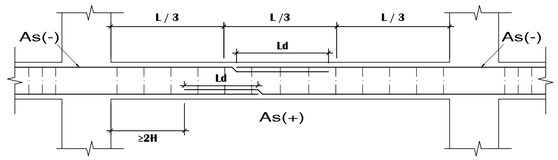
	SECCION 1 - 1	SECCION 2 - 2	SECCION 3 - 3	SECCION 4 - 4
				
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30
REFUERZO	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2
▱	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12



ANCLAJES TIPICO DE VIGAS



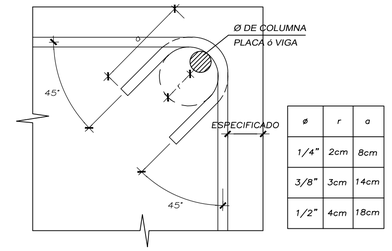
DETALLE DE UNION
VIGA (h=0.30m.) - COLUMNA



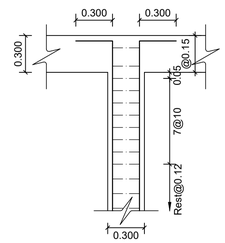
LONGITUDES DE ALCLAJE Y TRASLAPE				
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR		TRASLAPE
	H CUALQUIERA	H<.30	H>.30	
3/8"	0.35	0.35	0.45	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60	0.60
5/8"	0.60	0.60	0.75	0.75
3/4"	0.70	0.70	0.90	0.90
1"	1.15	1.15	1.45	1.45

OBSERVACIONES:

1.- NO TRASLAPAR EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.
Si fuera estrictamente necesario, se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud Le=1.3Ld.
2.-NO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
De requerirlo, se considerara una longitud Le=1.7Ld
3.-PARA LOS ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL REFUERZO INFERIOR SE EMPALMARA EN LOS APOYOS, CON UNA LONGIUD DE EMPALME IGUAL A 30cm para ø 3/8" Y 40 PARA 1/2"



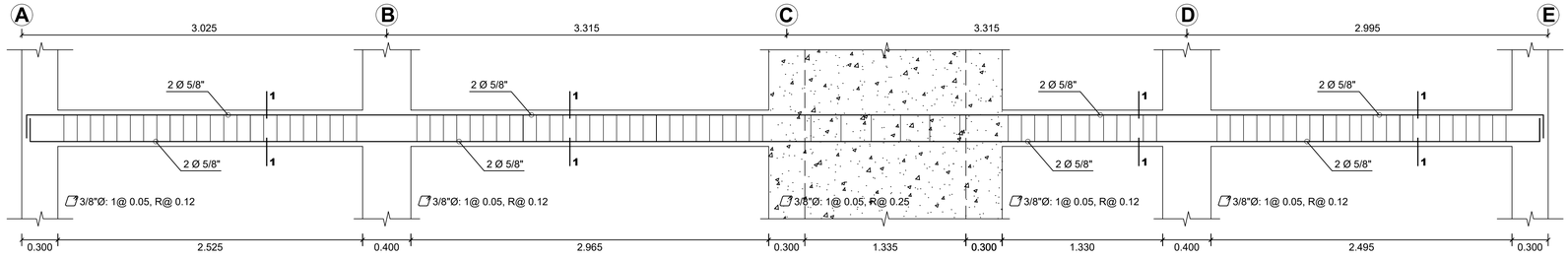
ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	14cm
1/2"	4cm	18cm



REMATE DE COLUMNAS

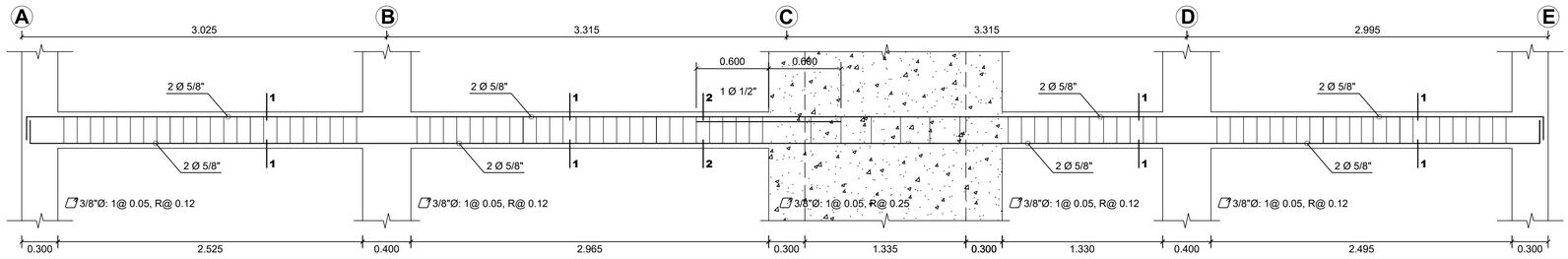
"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		N° DE LÁMINA: E-07
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE		
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	PLANO: DETALLE DE VIGAS V		
	ESCALA: Indicada	FECHA: Octubre 2021	



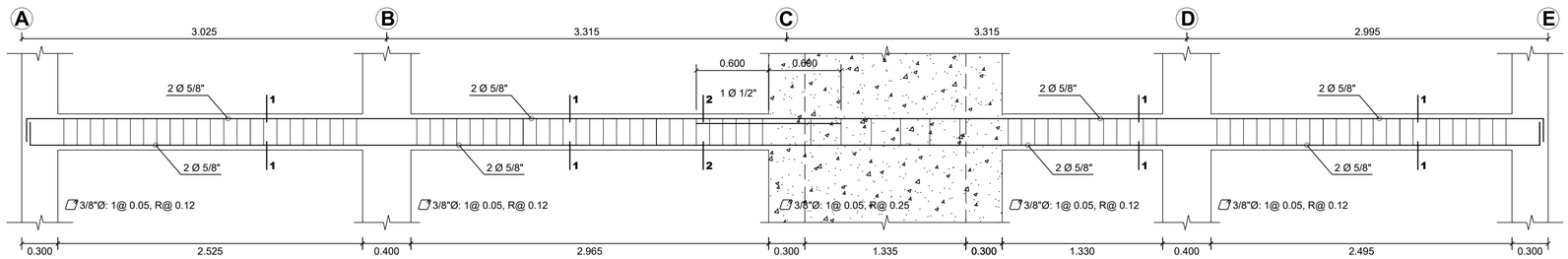
1er NIVEL V-106 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



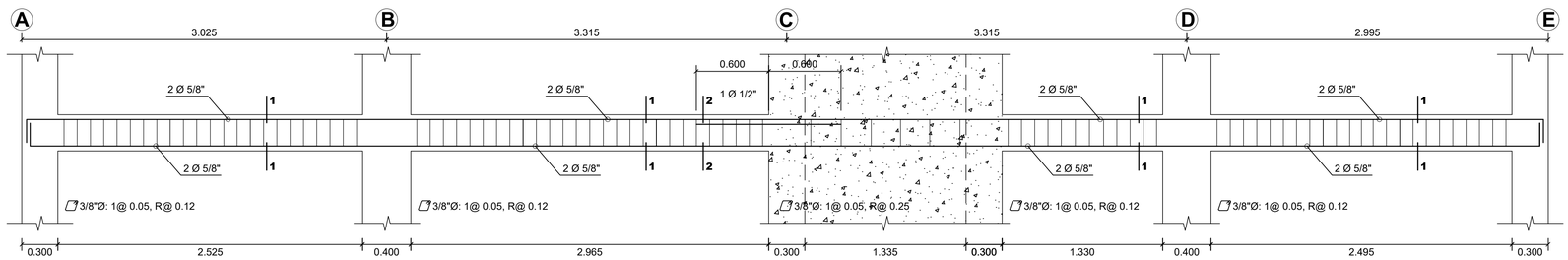
2do NIVEL V-206 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



3er NIVEL V-306 (0.25 x 0.30)

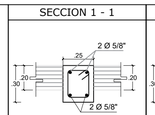
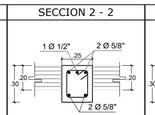
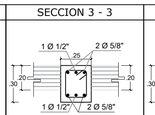
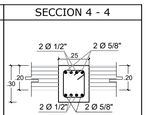
ESCALA: 1 /25

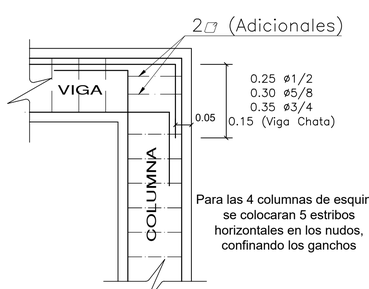


4to y 5to NIVEL V-406 (0.25 x 0.30)

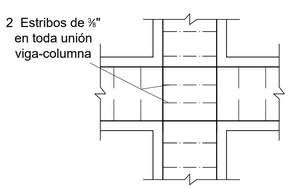
ESCALA: 1 /25

CUADRO DE SECCIONES

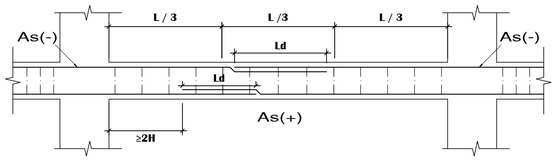
	SECCION 1 - 1	SECCION 2 - 2	SECCION 3 - 3	SECCION 4 - 4
				
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30
REFUERZO	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2
▱	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12



ANCLAJES TIPICO DE VIGAS



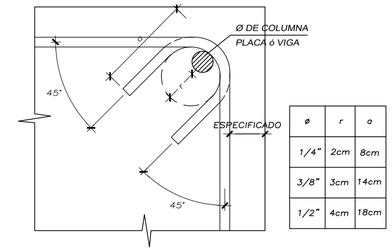
DETALLE DE UNION VIGA (h=0.30m.) - COLUMNA



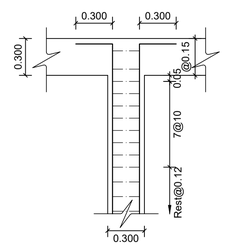
LONGITUDES DE ALCLAJE Y TRASLAPE				
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR		TRASLAPE
	H CUALQUIERA	H<.30	H>.30	
3/8"	0.35	0.35	0.45	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60	0.60
5/8"	0.60	0.60	0.75	0.75
3/4"	0.70	0.70	0.90	0.90
1"	1.15	1.15	1.45	1.45

OBSERVACIONES:

1.- NO TRASLAPAR EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.
Si fuera estrictamente necesario, se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud Le=1.3Ld.
2.-NO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
De requerirlo, se considerara una longitud Le=1.7Ld
3.-PARA LOS ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL REFUERZO INFERIOR SE EMPALMARA EN LOS APOYOS, CON UNA LONGIUD DE EMPALME IGUAL A 30cm para ø 3/8" Y 40 PARA 1/2"



ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	14cm
1/2"	4cm	18cm



REMATE DE COLUMNAS

"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS I

JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA; ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO; CARMEN CHILON MUÑOZ

TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR

UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE

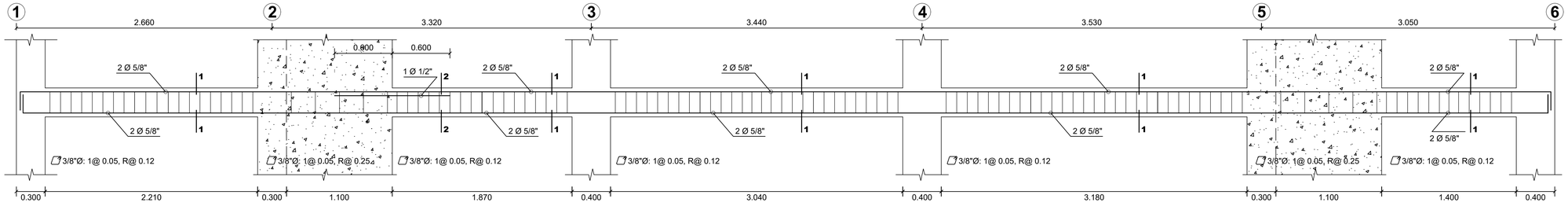
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

PLANO: DETALLE DE VIGAS VI

ESCALA: Indicada

FECHA: Octubre 2021

N° DE LAMINA: E-08



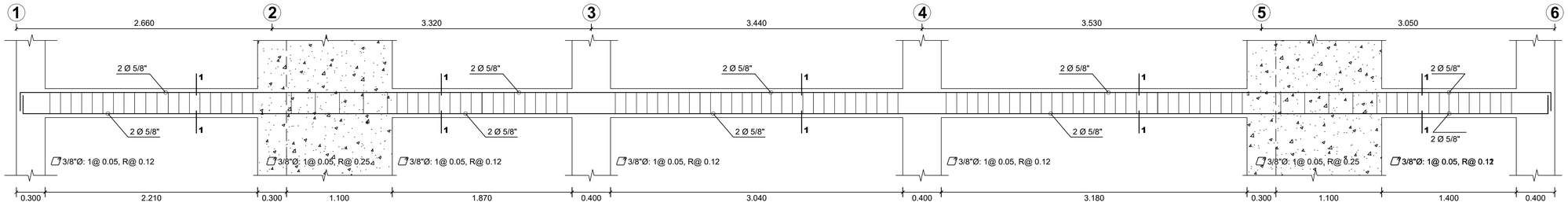
1er NIVEL V-107 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25

LONGITUDES DE ALCLAJE Y TRASLAPE				
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR		TRASLAPE
	H CUALQUIERA	H<.30	H>.30	
3/8"	0.35	0.35	0.45	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60	0.60
5/8"	0.60	0.60	0.75	0.75
3/4"	0.70	0.70	0.90	0.90
1"	1.15	1.15	1.45	1.45

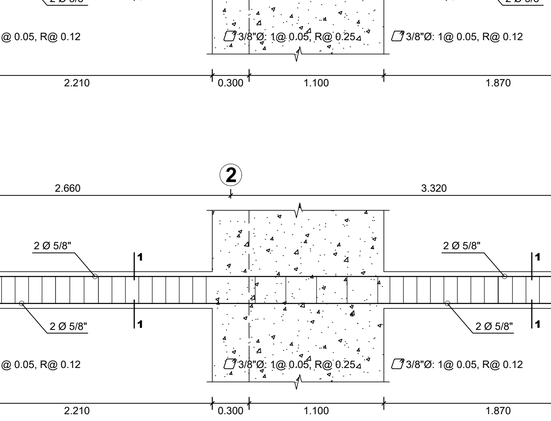
OBSERVACIONES:

1.- NO TRASLAPAR EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.
Si fuera estrictamente necesario, se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud Le=1.3Ld.
2.-NO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
De requerirlo, se considerara una longitud Le=1.7Ld
3.-PARA LOS ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL REFUERZO INFERIOR SE EMPALMARA EN LOS APOYOS, CON UNA LONGIUD DE EMPALME IGUAL A 30cm para ø 3/8" Y 40 PARA 1/2"

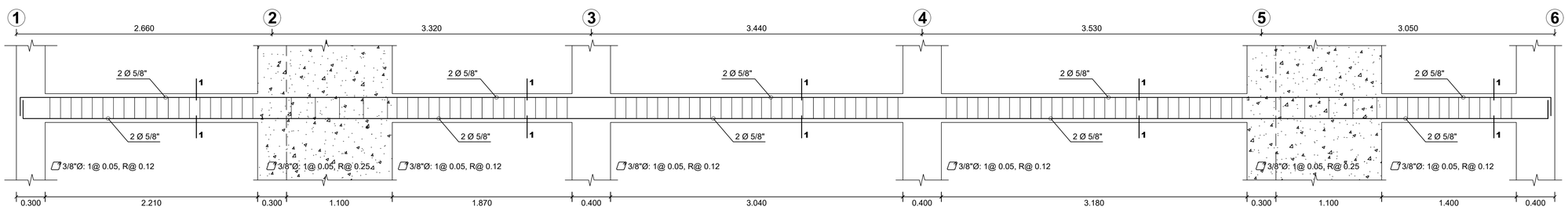


2do NIVEL V-207 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25

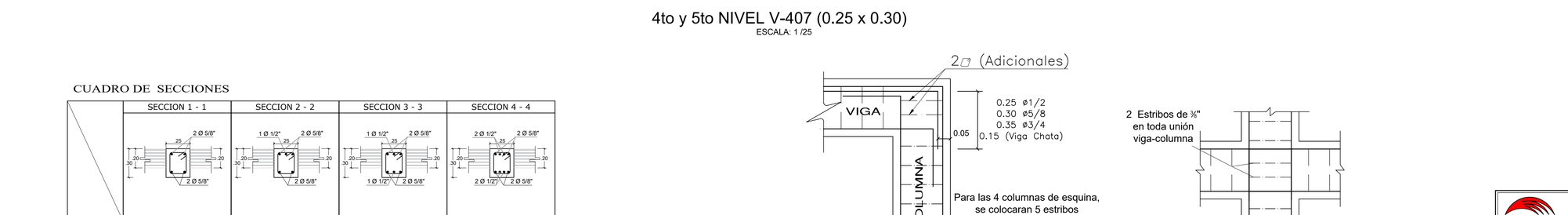


ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	14cm
1/2"	4cm	18cm



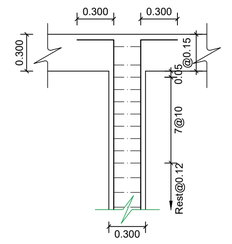
3er NIVEL V-307 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



4to y 5to NIVEL V-407 (0.25 x 0.30)

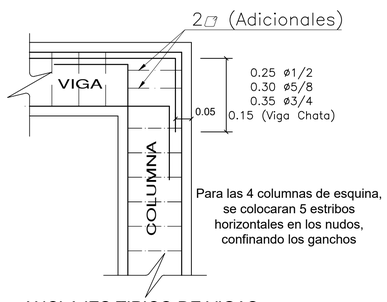
ESCALA: 1 /25



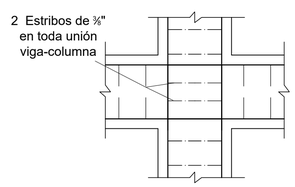
REMATE DE COLUMNAS

CUADRO DE SECCIONES

	SECCION 1 - 1	SECCION 2 - 2	SECCION 3 - 3	SECCION 4 - 4
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30
REFUERZO	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2
▱	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12



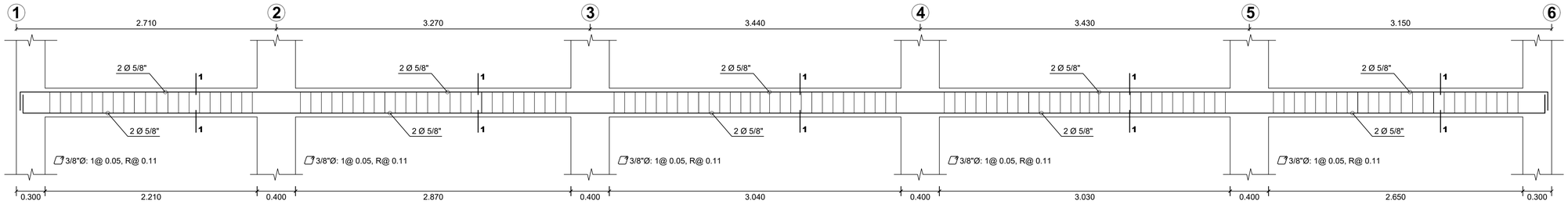
ANCLAJES TIPICO DE VIGAS



DETALLE DE UNION VIGA (h=0.30m.) - COLUMNA

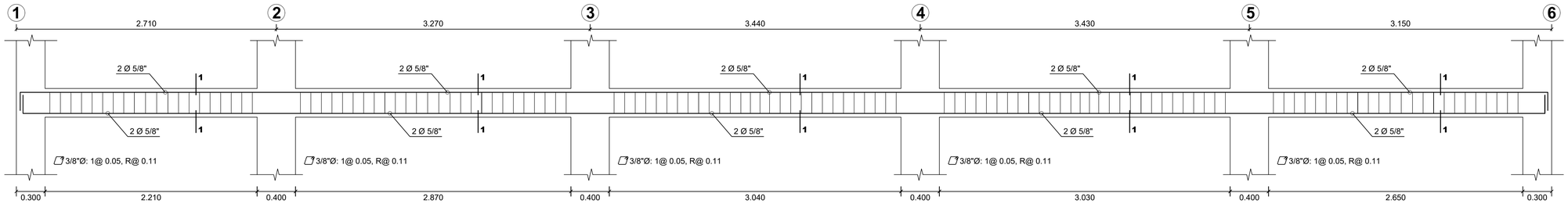
"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	N° DE LAMINA: E-09
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE	
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
	PLANO: DETALLE DE VIGAS VII	
	ESCALA: Indicada / FECHA: Octubre 2021	



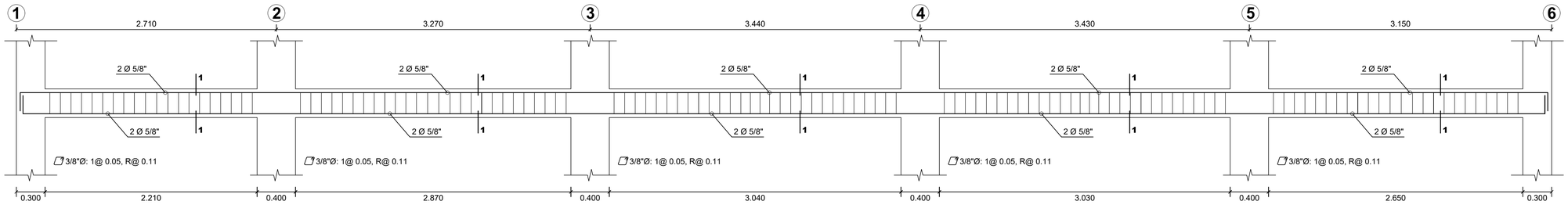
1er NIVEL V-108 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



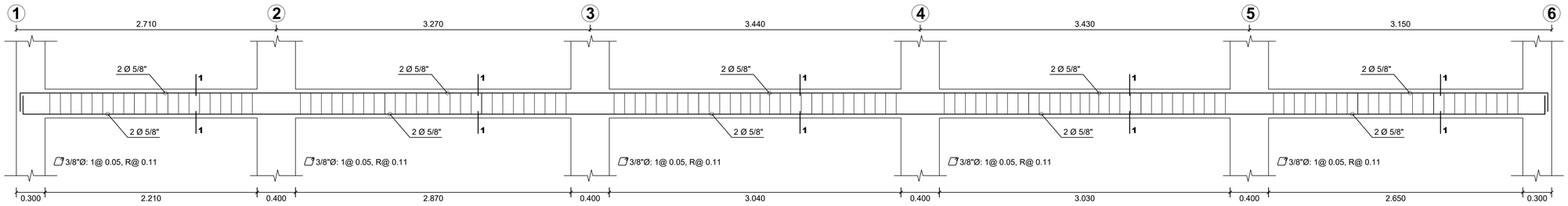
2do NIVEL V-208 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



3er NIVEL V-308 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



4to y 5to NIVEL V-408 (0.25 x 0.30)

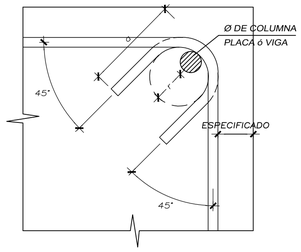
ESCALA: 1 /25

LONGITUDES DE ALCLAJE Y TRASLAPE

Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR		TRASLAPE
	H CUALQUIERA	H<.30	H>.30	
3/8"	0.35	0.35	0.45	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60	0.60
5/8"	0.60	0.60	0.75	0.75
3/4"	0.70	0.70	0.90	0.90
1"	1.15	1.15	1.45	1.45

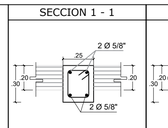
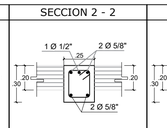
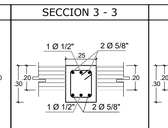
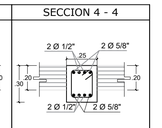
OBSERVACIONES:

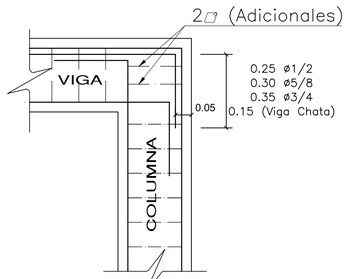
1.- NO TRASLAPAR EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.
Si fuera estrictamente necesario, se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud Le=1.3Ld.
2.-NO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
De requerirlo, se considerara una longitud Le=1.7Ld
3.-PARA LOS ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL REFUERZO INFERIOR SE EMPALMARA EN LOS APOYOS, CON UNA LONGIUD DE EMPALME IGUAL A 30cm para ø 3/8" Y 40 PARA 1/2"



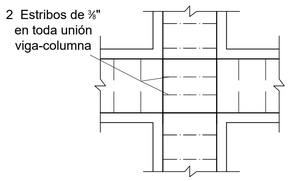
ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	14cm
1/2"	4cm	18cm

CUADRO DE SECCIONES

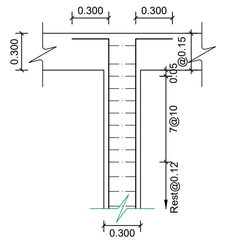
	SECCION 1 - 1	SECCION 2 - 2	SECCION 3 - 3	SECCION 4 - 4
				
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30
REFUERZO	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2
□	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.11	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.11	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.11	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.11



ANCLAJES TIPICO DE VIGAS



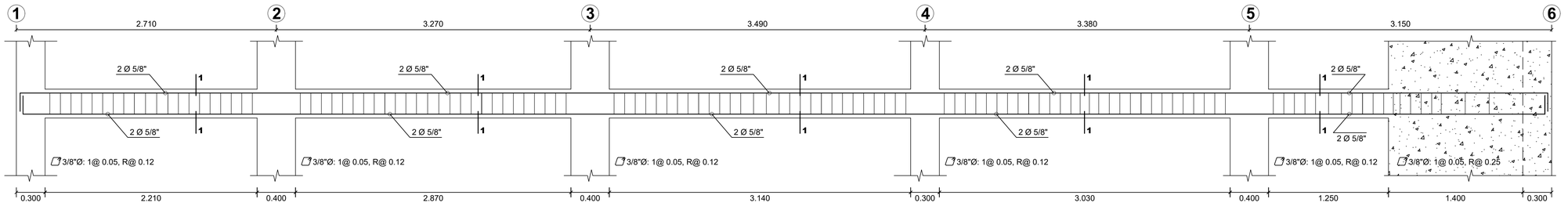
DETALLE DE UNION
VIGA (h=0.30m.) - COLUMNA



REMATE DE COLUMNAS

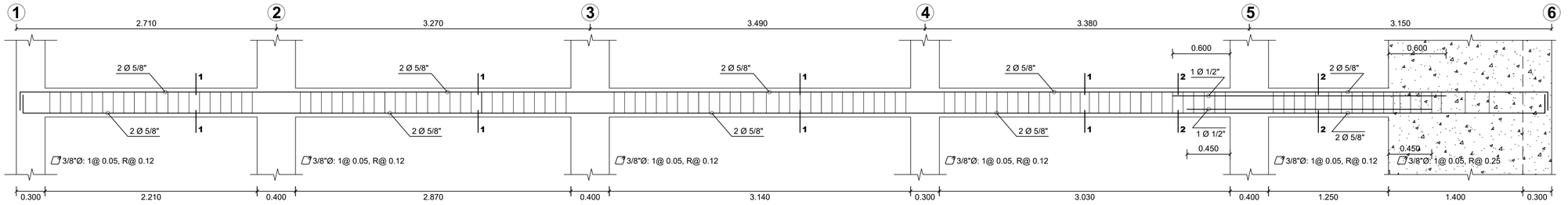
"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		N° DE LAMINA: E-10
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA; ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO; CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE		
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	PLANO: DETALLE DE VIGAS VIII		
	ESCALA: Indicada	FECHA: Octubre 2021	



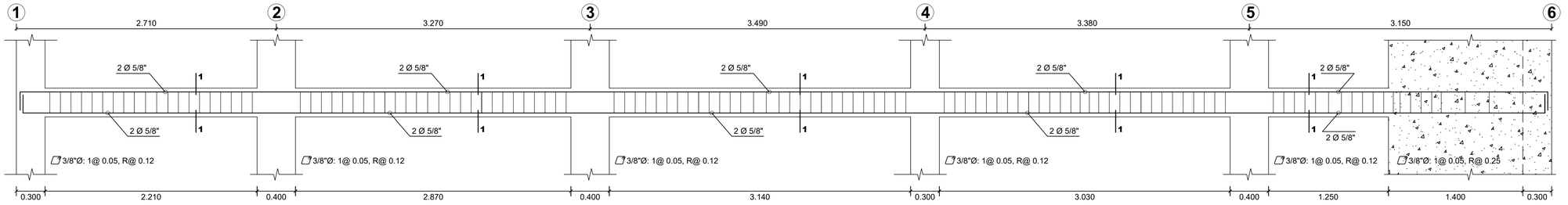
1er NIVEL V-109 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



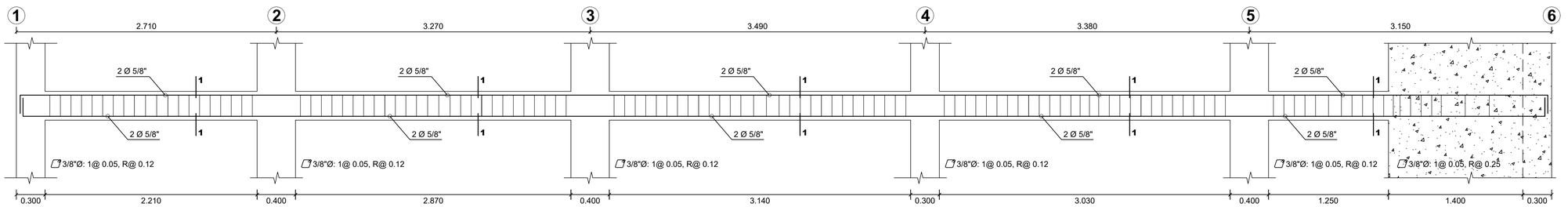
2do NIVEL V-209 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



3er NIVEL V-309 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



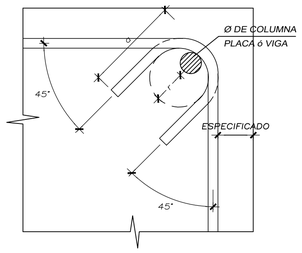
4to y 5to NIVEL V-409 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25

LONGITUDES DE ALCLAJE Y TRASLAPE				
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR		TRASLAPE
	H CUALQUIERA	H<.30	H>.30	
3/8"	0.35	0.35	0.45	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60	0.60
5/8"	0.60	0.60	0.75	0.75
3/4"	0.70	0.70	0.90	0.90
1"	1.15	1.15	1.45	1.45

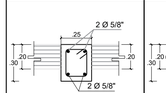
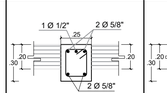
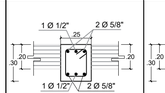
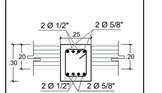
OBSERVACIONES:

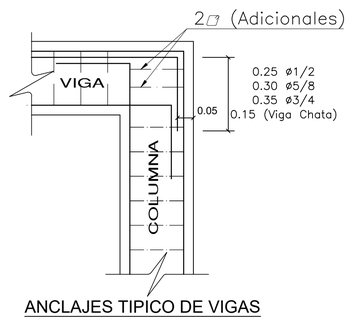
1.- NO TRASLAPAR EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.
Si fuera estrictamente necesario, se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud Le=1.3Ld.
2.-NO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
De requerirlo, se considerara una longitud Le=1.7Ld
3.-PARA LOS ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL REFUERZO INFERIOR SE EMPALMARA EN LOS APOYOS, CON UNA LONGIUD DE EMPALME IGUAL A 30cm para ø 3/8" Y 40 PARA 1/2"



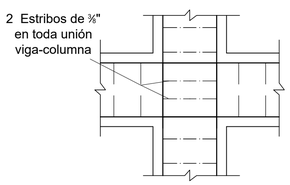
ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	14cm
1/2"	4cm	18cm

CUADRO DE SECCIONES

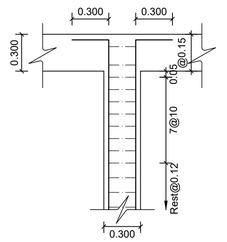
	SECCION 1 - 1	SECCION 2 - 2	SECCION 3 - 3	SECCION 4 - 4
				
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30
REFUERZO	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2
▱	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12



ANCLAJES TIPICO DE VIGAS



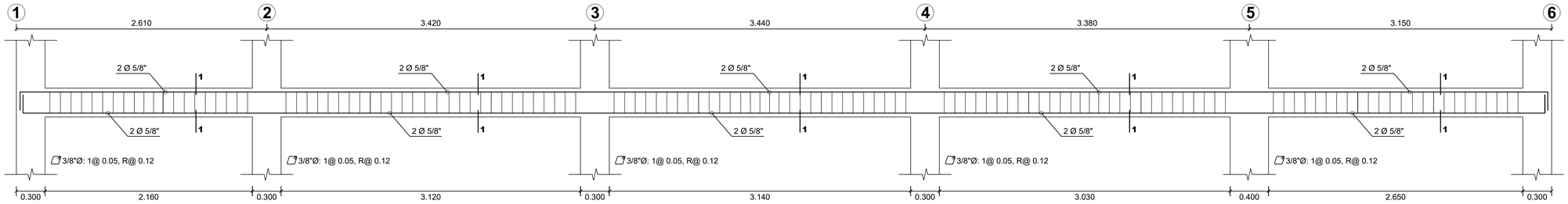
DETALLE DE UNION
VIGA (h=0.30m.) - COLUMNA



REMATE DE COLUMNAS

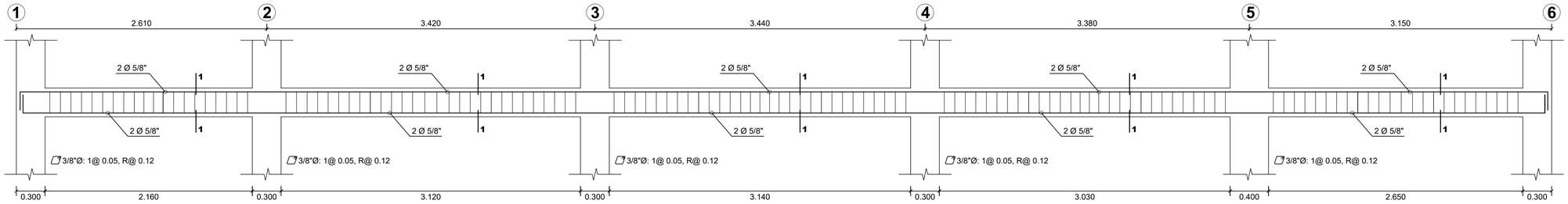
"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS I	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		N° DE LAMINA: E-11
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE		
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	PLANO: DETALLE DE VIGAS IX		
	ESCALA: Indicada	FECHA: Octubre 2021	



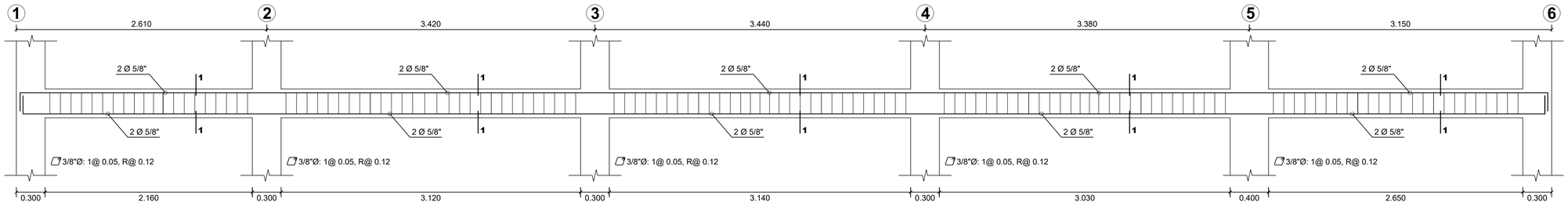
1er NIVEL V-110 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



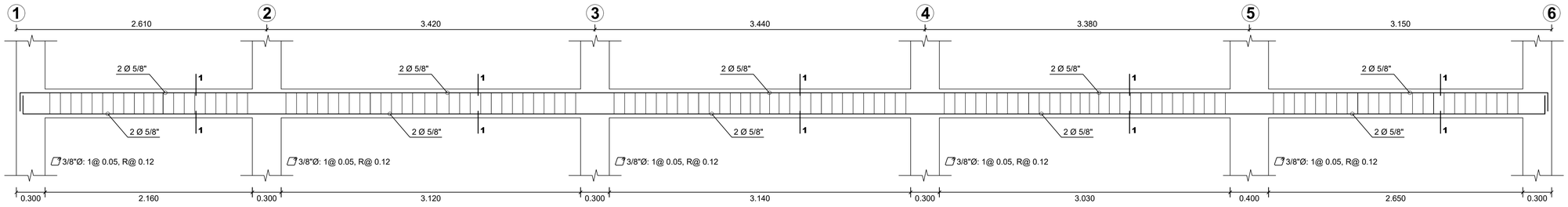
2do NIVEL V-210 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



3er NIVEL V-310 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



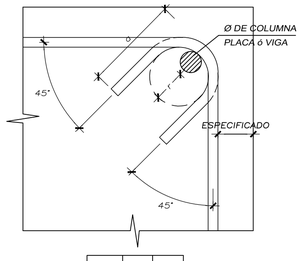
4to y 5to NIVEL V-410 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25

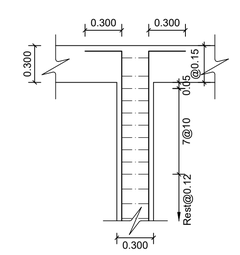
LONGITUDES DE ALCLAJE Y TRASLAPE				
ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR		TRASLAPE
	H CUALQUIERA	H<.30	H>.30	
3/8"	0.35	0.35	0.45	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60	0.60
5/8"	0.60	0.60	0.75	0.75
3/4"	0.70	0.70	0.90	0.90
1"	1.15	1.15	1.45	1.45

OBSERVACIONES:

1.- NO TRASLAPAR EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.
Si fuera estrictamente necesario, se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud Le=1.3Ld.
2.-NO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
De requerirlo, se considerara una longitud Le=1.7Ld
3.-PARA LOS ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL REFUERZO INFERIOR SE EMPALMARA EN LOS APOYOS, CON UNA LONGIUD DE EMPALME IGUAL A 30cm para ø 3/8" Y 40 PARA 1/2"

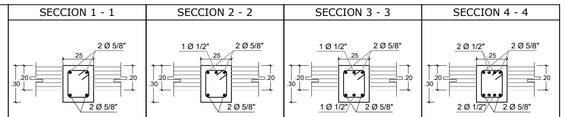


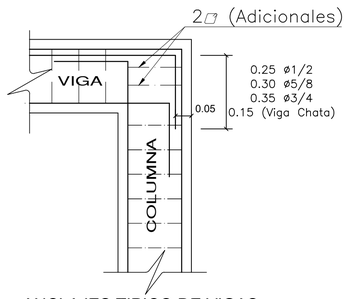
ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	14cm
1/2"	4cm	18cm



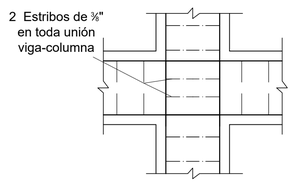
REMATE DE COLUMNAS

CUADRO DE SECCIONES

	SECCION 1 - 1	SECCION 2 - 2	SECCION 3 - 3	SECCION 4 - 4
				
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30
REFUERZO	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2
▱	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12



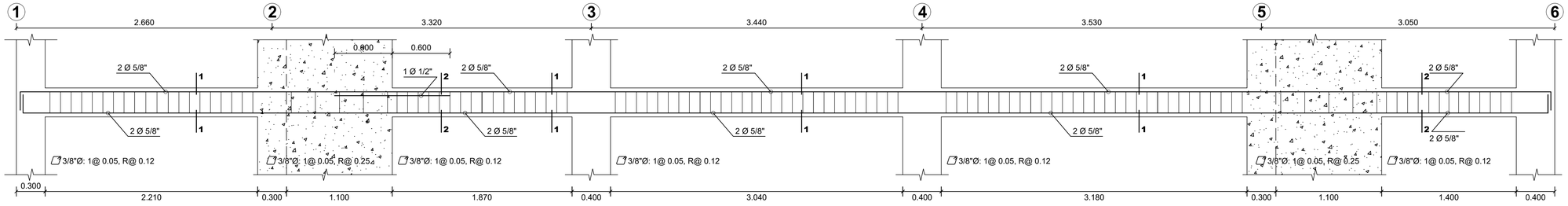
ANCLAJES TIPICO DE VIGAS



DETALLE DE UNION
VIGA (h=0.30m.) - COLUMNA

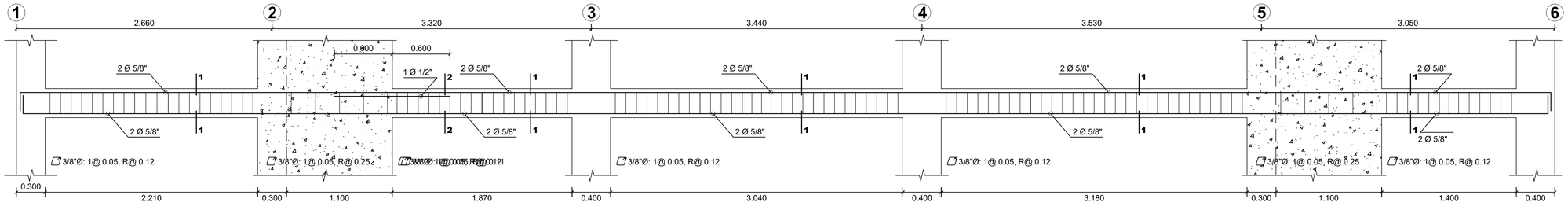
"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	N° DE LAMINA: E-12
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE	
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	PLANO: DETALLE DE VIGAS X	
	ESCALA: Indicada / FECHA: Octubre 2021	



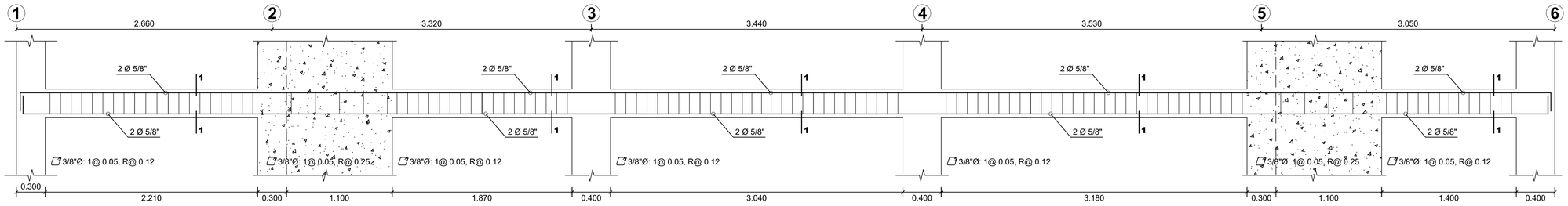
1er NIVEL V-111 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



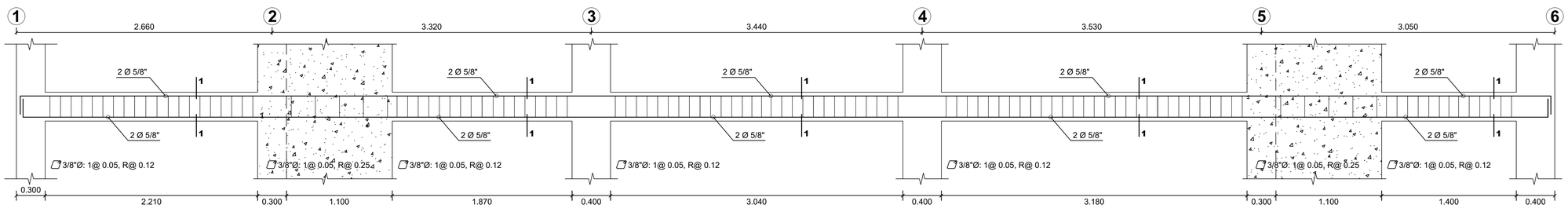
2do NIVEL V-211 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



3er NIVEL V-311 (0.25 x 0.30)

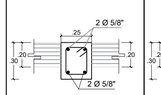
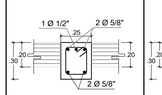
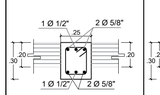
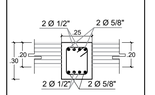
ESCALA: 1 /25

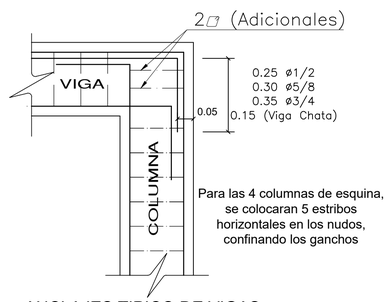


4to y 5to NIVEL V-411 (0.25 x 0.30)

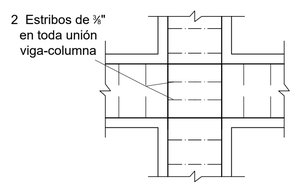
ESCALA: 1 /25

CUADRO DE SECCIONES

	SECCION 1 - 1	SECCION 2 - 2	SECCION 3 - 3	SECCION 4 - 4
				
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30
REFUERZO	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2
□	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12



ANCLAJES TIPICO DE VIGAS

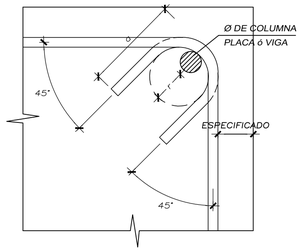


DETALLE DE UNION VIGA (h=0.30m.) - COLUMNA

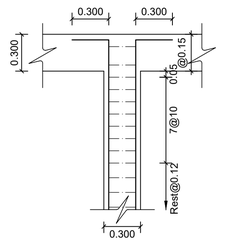
LONGITUDES DE ALCLAJE Y TRASLAPE				
ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR		TRASLAPE
	H CUALQUIERA	H<.30	H>.30	
3/8"	0.35	0.35	0.45	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60	0.60
5/8"	0.60	0.60	0.75	0.75
3/4"	0.70	0.70	0.90	0.90
1"	1.15	1.15	1.45	1.45

OBSERVACIONES:

1.- NO TRASLAPAR EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.
Si fuera estrictamente necesario, se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud Le=1.3Ld.
2.-NO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
De requerirlo, se considerara una longitud Le=1.7Ld
3.-PARA LOS ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL REFUERZO INFERIOR SE EMPALMARA EN LOS APOYOS, CON UNA LONGIUD DE EMPALME IGUAL A 30cm para ø 3/8" Y 40 PARA 1/2"



ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	14cm
1/2"	4cm	18cm



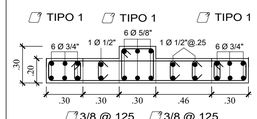
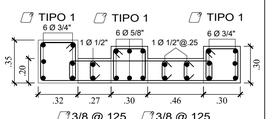
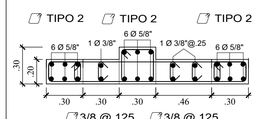
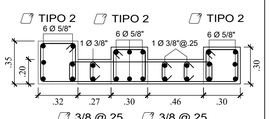
REMATE DE COLUMNAS

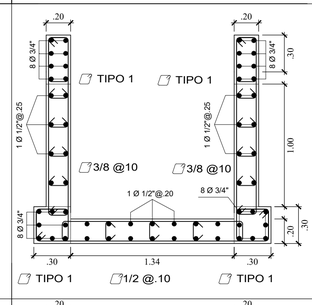
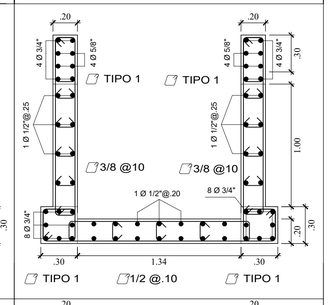
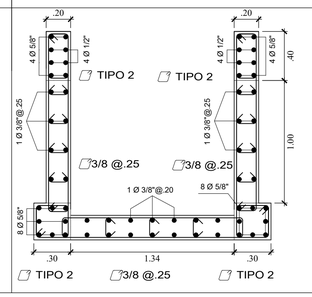
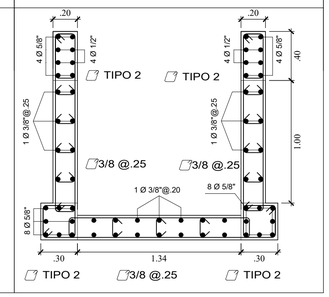
"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	N° DE LAMINA: E-13
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA; ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO; CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE	
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
	PLANO: DETALLE DE VIGAS XI	
	ESCALA: Indicada / FECHA: Octubre 2021	

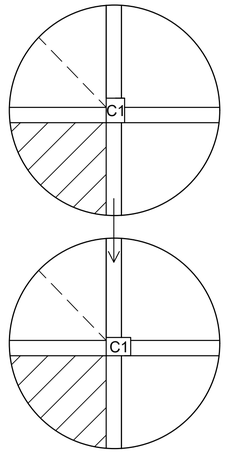
CAMBIOS EN OPTIMIZACIÓN

COLUMNA EJE C-5			
1er-2do NIVEL		1er NIVEL	
SECCION	0.30 x 0.40	SECCION	0.30 x 0.40
REFUERZO	8 Ø 5/8"	REFUERZO	8 Ø 5/8"
Ø 3/8"	1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Rto. @ 0 .12	Ø 3/8"	1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Rto. @ 0 .12
3do-5to NIVEL		2do NIVEL	
SECCION	0.30 x 0.40	SECCION	0.30 x 0.40
REFUERZO	4 Ø 5/8" + 4 1/2"	REFUERZO	4 Ø 5/8" + 4 1/2"
Ø 3/8"	1 @ 0.05; 5 @ 0.10; Rto. @ 0 .12	Ø 3/8"	1 @ 0.05; 5 @ 0.10; Rto. @ 0 .12
		3do-5to NIVEL	
		SECCION	0.30 x 0.40
		REFUERZO	4 Ø 5/8" + 4 1/2"
		Ø 3/8"	1 @ 0.05; 5 @ 0.10; Rto. @ 0 .12

	M4 →	M4
1er-2do NIVEL		
3er-5to NIVEL		

	M8 →	M8
1er y 2do NIVEL		
3er-5to NIVEL		

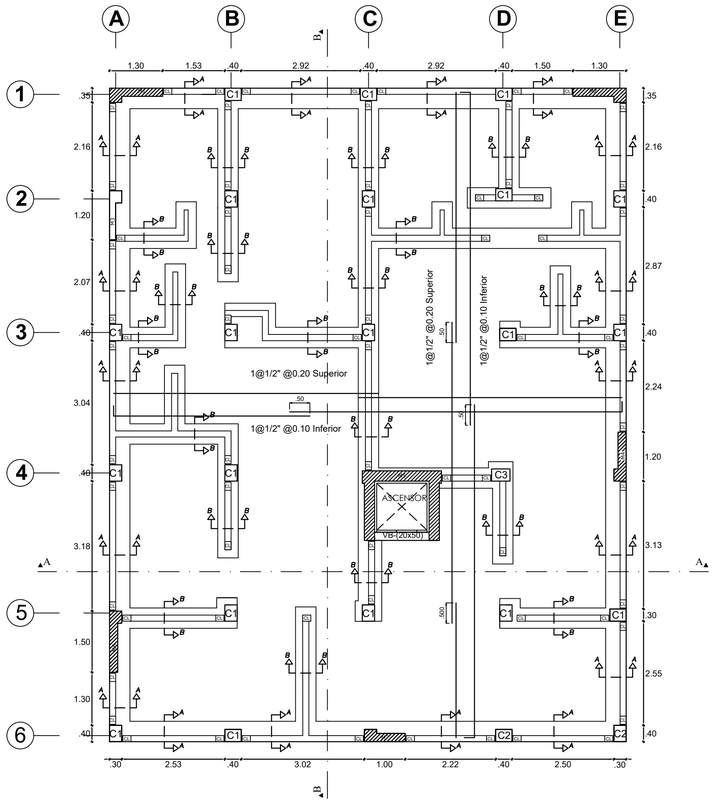
GIRAR COLUMNA EJE D-5



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	N° DE LAMINA: E-14
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA; ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO; CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE	
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	PLANO: DETALLE DE OPTIMIZACIÓN	
	ESCALA: Indicada / FECHA: Octubre 2021	

ESTRUCTURACIÓN 2



	M1		M2		M3		M4
1er-2do NIVEL	TIPO 1 3/8" @20 TIPO 1 6 Ø 3/4" 1 Ø 1/2"@.25 6 Ø 3/4" .30 .70 .30		TIPO 1 3/8" @20 TIPO 1 6 Ø 3/4" 1 Ø 1/2"@.25 6 Ø 3/4" .30 .70 .30		TIPO 1 3/8" @12.5 TIPO 1 6 Ø 5/8" 1 Ø 1/2"@.25 6 Ø 5/8" .30 .60 .30		TIPO 1 3/8" @12.5 TIPO 1 6 Ø 5/8" 1 Ø 1/2"@.25 6 Ø 5/8" .30 .60 .30
3er-5to NIVEL	TIPO 2 3/8" @25 TIPO 2 6 Ø 5/8" 1 Ø 3/8"@.25 4 Ø 5/8" .30 .70 .30		TIPO 2 3/8" @25 TIPO 2 6 Ø 5/8" 1 Ø 3/8"@.25 6 Ø 5/8" .30 .70 .30		TIPO 2 3/8" @25 TIPO 2 6 Ø 5/8" 1 Ø 3/8"@.25 4 Ø 5/8" .30 .60 .30		TIPO 2 3/8" @25 TIPO 2 4 Ø 5/8" 1 Ø 3/8"@.25 6 Ø 5/8" .30 .60 .30

	M6		M7
1er-2do NIVEL	TIPO 1 3/8" @10 TIPO 1 6 Ø 3/4" 1 Ø 1/2"@.25 6 Ø 3/4" .30 .90 .30		TIPO 1 3/8" @20 TIPO 1 6 Ø 5/8" 1 Ø 1/2"@.25 6 Ø 5/8" .30 .40 .30
3er-5to NIVEL	TIPO 2 3/8" @25 TIPO 2 6 Ø 5/8" 1 Ø 1/2"@.25 4 Ø 5/8" .30 .90 .30		TIPO 2 3/8" @25 TIPO 2 6 Ø 5/8" 1 Ø 3/8"@.25 4 Ø 5/8" .30 .40 .30

NIVEL	C - 1	C - 2	NIVEL	C - 3
1er-2do NIVEL	30 6 Ø 3/4" 40	30 10 Ø 3/4" 40	1er-3er NIVEL	40 12 Ø 3/4" 30
SECCION	0.30 x 0.40	0.30 x 0.40	SECCION	0.30 x 0.45
REFUERZO	8 Ø 5/8"	10 Ø 3/4"	REFUERZO	12 Ø 3/4"
Ø 3/8"	1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Rto. @ 0 .12	1 @ 0.05; 7 @ 0.08; Rto. @ 0 .12	Ø 3/8"	1 @ 0.05; 7 @ 0.08; Rto. @ 0 .12
3er-5to NIVEL	30 6 Ø 5/8" 4 Ø 1/2" 40 2 Ø 5/8"	30 6 Ø 5/8" 40	4to-5to NIVEL	40 6 Ø 3/4" 30
SECCION	0.30 x 0.40	0.30 x 0.40	SECCION	0.30 x 0.45
REFUERZO	8 Ø 5/8"	8 Ø 5/8"	REFUERZO	8 Ø 5/8"
Ø 3/8"	1 @ 0.05; 5 @ 0.10; Rto. @ 0 .12	1 @ 0.05; 5 @ 0.10; Rto. @ 0 .12	Ø 3/8"	1 @ 0.05; 6 @ 0.08; Rto. @ 0 .12

	M5
1er y 2do NIVEL	TIPO 1 1/2 @.7 TIPO 1 1.34 8 Ø 3/4" 1 Ø 1/2"@.20 8 Ø 3/4" 3/8 @10 3/8 @10 1 Ø 1/2"@.25 1.00 1 Ø 1/2"@.25 4 Ø 3/4" TIPO 1 TIPO 1 4 Ø 3/4" .20 .20
3er-5to NIVEL	TIPO 2 3/8 @.25 TIPO 2 1.34 8 Ø 5/8" 1 Ø 3/8"@.20 8 Ø 5/8" 3/8 @.25 3/8 @.25 1 Ø 3/8"@.25 1.00 1 Ø 3/8"@.25 4 Ø 1/2" TIPO 2 TIPO 2 4 Ø 1/2" .20 .20

CL
4 Ø 3/8" 35 30
0.15 x 0.30
4 Ø 3/8"
1 @0.05; Rto.@0 .10
VA
2 Ø 5/8" 25 2 Ø 5/8"
0.25 x 0.25
4 Ø 5/8"
3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO SIMPLE:
- SOLADOS : f'c=100 Kg/Cm2
- CIMIENTOS CORRIDOS : f'c=175 Kg/cm2+30%PGe6"máx.
- PISOS : f'c=140 Kg/Cm2

CONCRETO ARMADO:
- CIMENTACIÓN : f'c=280 Kg/cm2
- SOBRECIMIENTOS : f'c=280 Kg/cm2
- COLUMNAS (1er PISO) : f'c=280 Kg/cm2
- RESTO DE ESTRUCTURA : f'c=210 Kg/cm2

ACERO DE REFUERZO:
- BARRAS CORRUGADAS ASTM A-615 (GRADO 60) : fy=4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTOS:
- PLATEA : 7.5 cm.
- VIGAS Y COLUMNAS PERALTADAS : 4.0 cm.
- VIGAS CHATAS : 2.5 cm.
- LOSA ALIGERADA : 2.5 cm.

SUELO:
- ESFUERZO ADMISIBLE : 0.96 Kg/cm2

SOBRECARGAS:
- PRIMER – CUARTO NIVEL : 200 Kg/m2
- AZOTEA : 100 Kg/m2

SISTEMA ESTRUCTURAL:
- DIRECCIÓN X–X : MURO ESTRUCTURAL
- DIRECCIÓN Y–Y : MURO ESTRUCTURAL

PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN
- Tx = 0.408
- Ty = 0.431

FUERZA CORTANTE EN LA BASE
- DIRECCION X–X : 157.06 Tn
- DIRECCION Y–Y : 153.36 Tn

PARAMETROS SISMICOS:
Z=0.45 U=1.00 C=2.50 S=1.05 Rx=6 Ry=6

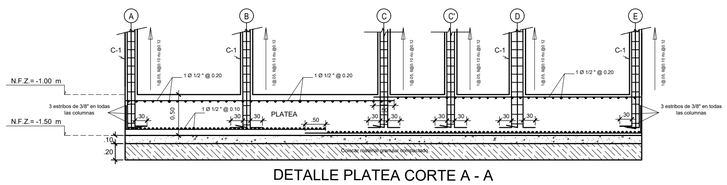
DIRECCION	DESPLAZAMIENTO MAXIMO DEL ULTIMO NIVEL	DESPLAZAMIENTO MAXIMO RELATIVO ENTREPISO	MAXIMA DISTORSION DE ENTREPISO
X - X	5.24 cm	1.24cm	0.0044
Y - Y	6.37 cm	1.41 cm	0.0050

NORMAS:

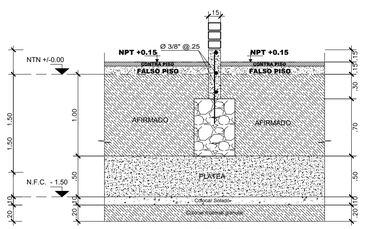
PARA TODO LO NO ESPECIFICADO, RIGEN :

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, ACI 318–11
- NTE E.020 – CARGAS
- NTE E.030 – DISEÑO SISMORESISTENTE
- NTE E.050 – SUELOS Y CIMENTACIONES
- NTE E.060 – CONCRETO ARMADO
- NTE E.070 – ALBAÑILERIA

PLATEA DE CIMENTACION
Esc: 1/75

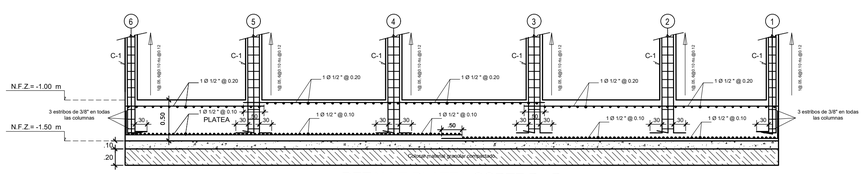


DETALLE PLATEA CORTE A - A
Esc: H = 1/75, V = 1/35

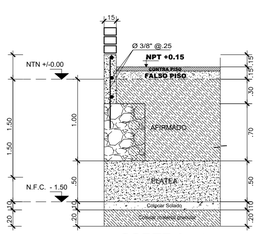


CORTE B - B
ESCALA 1/35

PLATEA DE CIMENTACION
Esc: 1/75



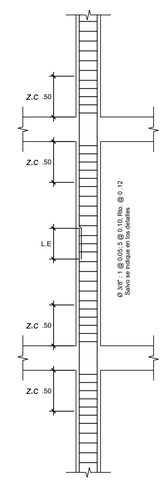
DETALLE PLATEA CORTE B - B
Esc: H = 1/75, V = 1/35



CORTE A - A
ESCALA 1/35

CUADRO DE ESTRIBOS

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO
1	3/8"	1@.05, 6@.10 rto.@.12
2	3/8"	1@.05, 5@.10 rto.@.12

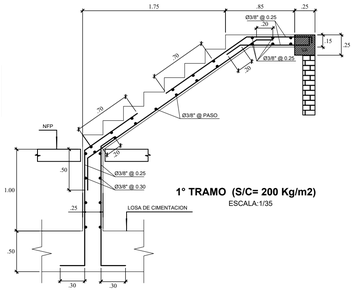


DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS

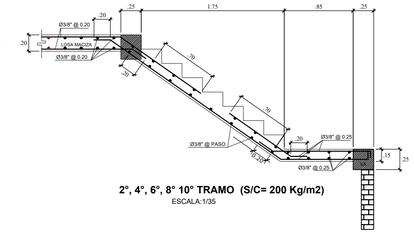
EN ZONAS DE ESFUERZOS BAJOS EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES TRATANDO DE HACERLOS FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO.

LONGITUD DE EMPALME

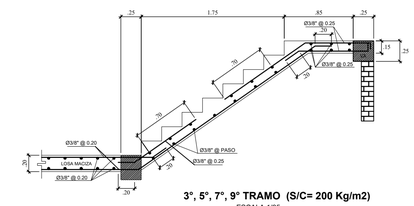
Ø	TRASLAPE
3/8"	0.45
1/2"	0.60
5/8"	0.75
3/4"	0.90
1"	1.45



1° TRAMO (S/C= 200 Kg/m2)
ESCALA:1/35



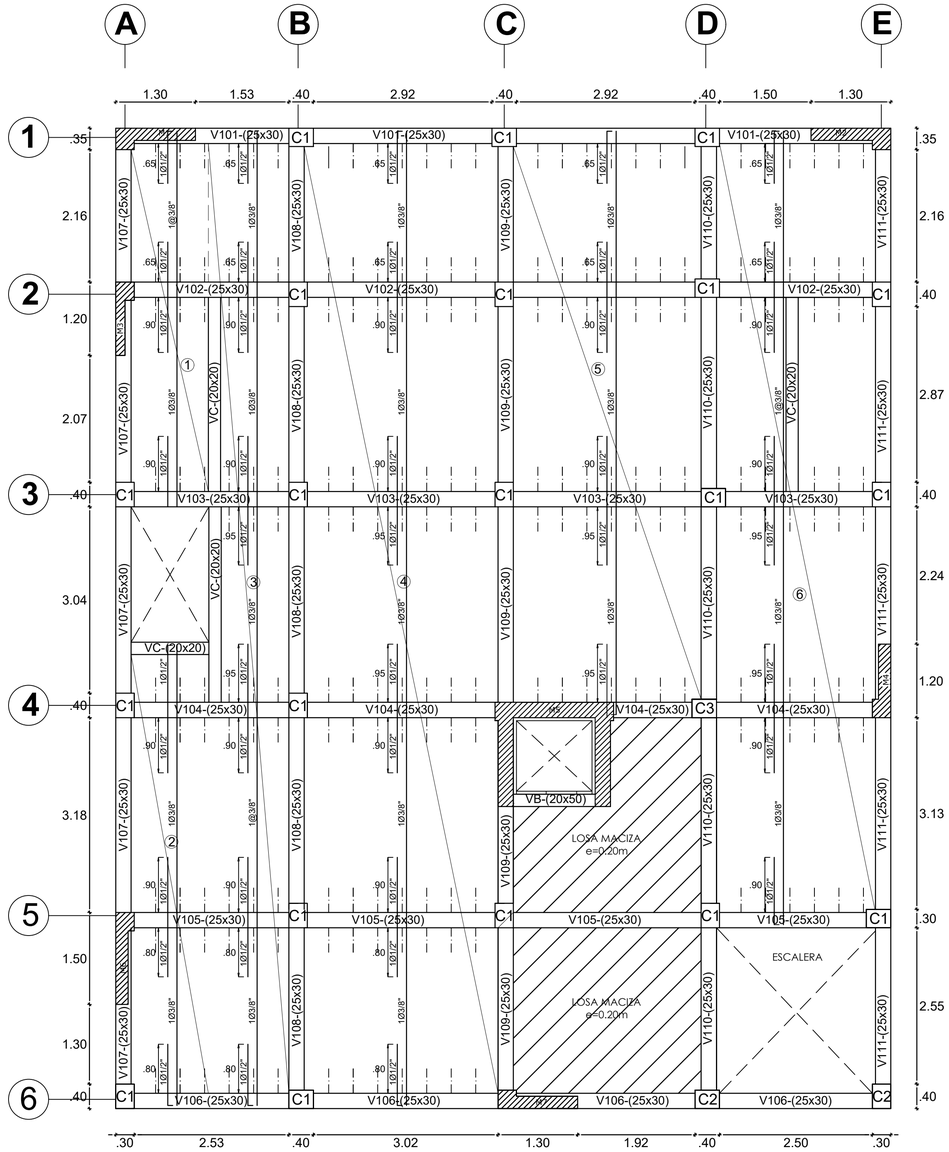
2°, 4°, 6°, 8° 10° TRAMO (S/C= 200 Kg/m2)
ESCALA:1/35

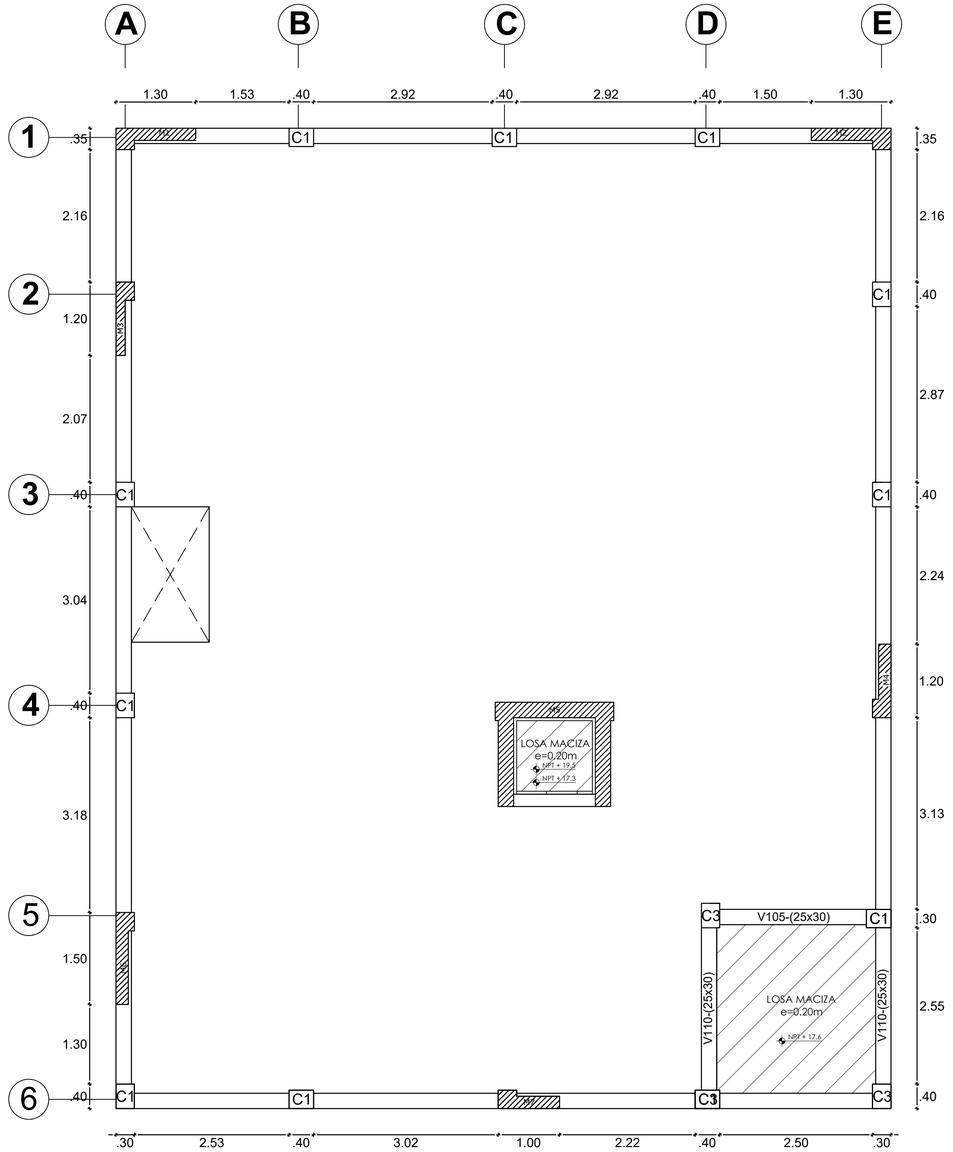


3°, 5°, 7°, 9° TRAMO (S/C= 200 Kg/m2)
ESCALA:1/35

"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		N° DE LÁMINA: E-01
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE		
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	PLANO: CIMENTACIÓN		
	ESCALA: Indicada	FECHA: Octubre 2021	





ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO ARMADO:

– VIGAS	F'c=210 Kg/cm2
– ALIGERADO Y LOSAS	F'c=210 Kg/cm2
– COLUMNAS (1er PISO)	F'c=280 Kg/cm2
– COLUMNAS (2do–5to Piso)	F'c=210 Kg/cm2

ACERO DE REFUERZO:

– BARRAS CORRUGADAS ASTM A–615 (GRADO 60) Fy=4200 Kg/cm2

RECUBRIMIENTOS:

– LOSA ALIGERADA	2.5 cm.
– VIGAS PERALTADAS	4.0 cm.
– VIGAS CHATAS	2.5 cm.
– COLUMNAS	4.0 cm.
– PLATEA	7.5 cm.

SOBRECARGAS:

PRIMER – CUARTO NIVEL : 200 Kg/m2
AZOTEA : 100 Kg/m2

NORMAS:

NORMAS TECNICAS DE CONCRETO ARMADO E–060
NORMAS TECNICAS DE CARGAS E–020
NORMAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE E–030

PARAMETROS SISMICOS:

Z=0.45 U=1.00 C=2.50 S=1.05 R=6

PERIODO FUNDAMENTAL

Tx = 0.442
Ty = 0.419

SISTEMA ESTRUCTURAL

DIRECCION X-X : SISTEMA DE MURO ESTRUCTURAL
DIRECCION Y-Y : SISTEMA DE MURO ESTRUCTURAL

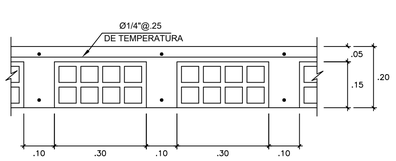
FUERZA CORTANTE EN LA BASE

DIRECCION X-X : 155.18 Tn
DIRECCION Y-Y : 156.20 Tn

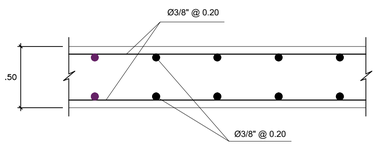
DIRECCION	DESPLAZAMIENTO MAXIMO DEL ULTIMO NIVEL	DESPLAZAMIENTO MAXIMO RELATIVO ENTREPISO	MAXIMA DISTORSION DE ENTREPISO
X - X →	5.57 cm	1.27cm	0.0046
Y - Y ↓	6.63 cm	1.45 cm	0.0052

LOSA ALIGERADA 1° A 5 NIVEL

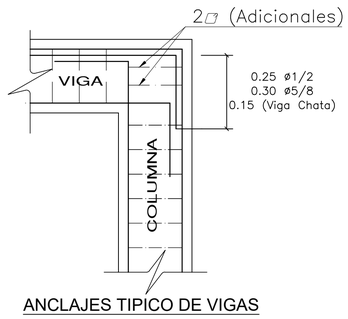
LOSA ALIGERADA AZOTEA



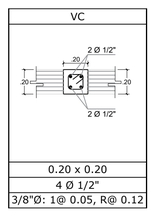
SECCION TIPICA DE ALIGERADO(h=.20)
ESCALA: 1/15



SECCION TIPICA DE LOSA MACIZA (h=.20)
ESCALA: 1/15

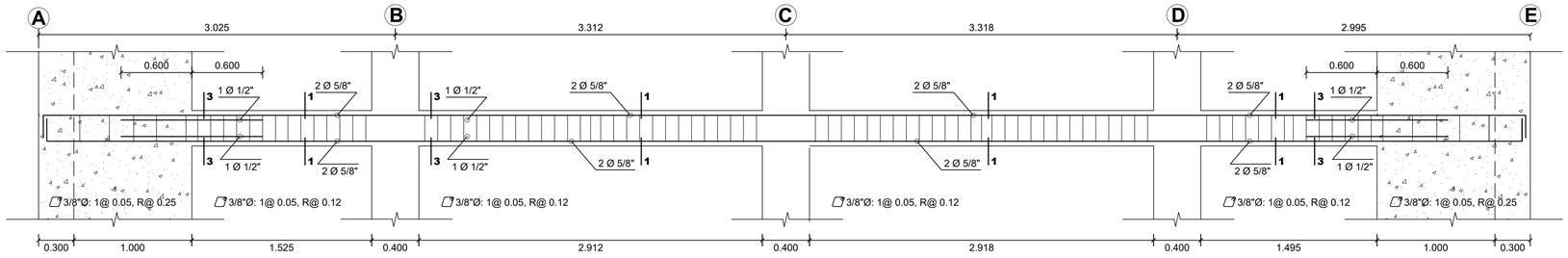


ANCLAJES TIPICO DE VIGAS



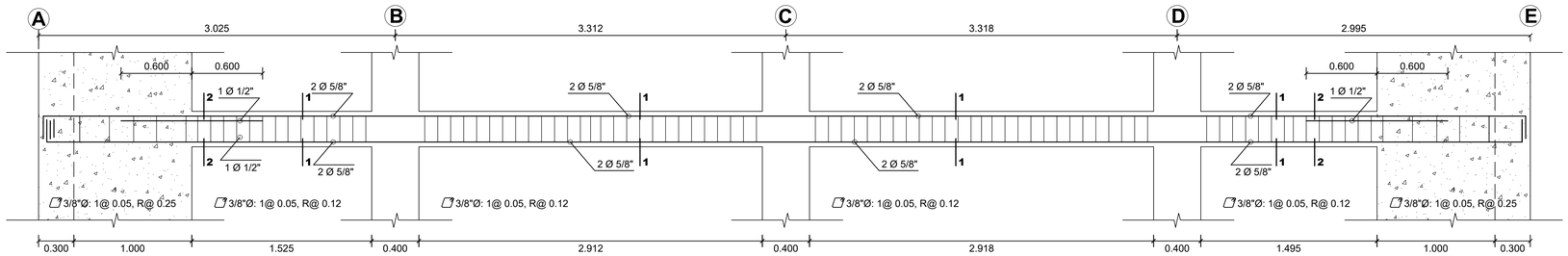
"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		N° DE LAMINA: E-02
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE		
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	PLANO: LOSA ALIGERADA		
	ESCALA: Indicada	FECHA: Octubre 2021	



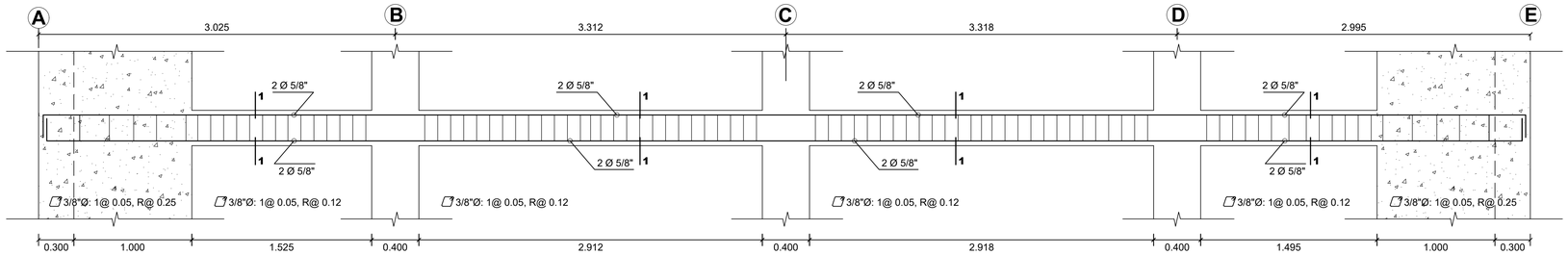
1er NIVEL V-101 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



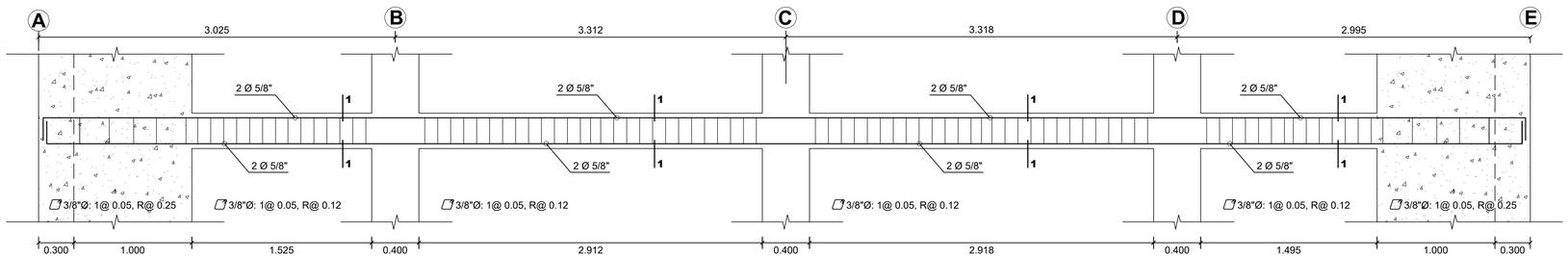
2do NIVEL V-201 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



3er NIVEL V-301 (0.25 x 0.30)

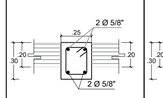
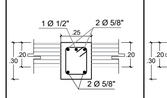
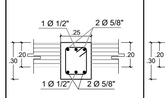
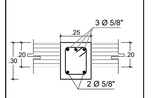
ESCALA: 1 /25

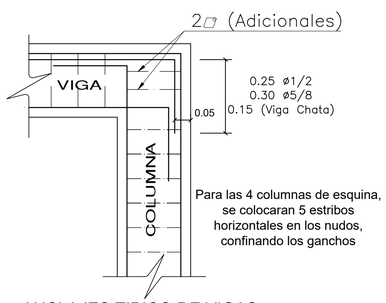


4to y 5to NIVEL V-401 (0.25 x 0.30)

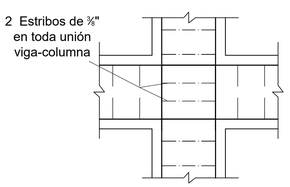
ESCALA: 1 /25

CUADRO DE SECCIONES

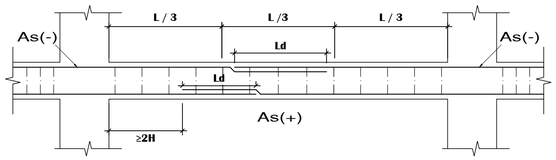
	SECCION 1 - 1	SECCION 2 - 2	SECCION 3 - 3	SECCION 4 - 4
				
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30
REFUERZO	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2	5 Ø 5/8"
▱	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12



ANCLAJES TIPICO DE VIGAS



DETALLE DE UNION VIGA (h=0.30m.) - COLUMNA

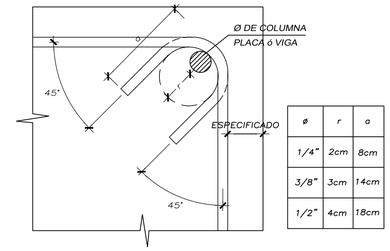


LONGITUDES DE ALCLAJE Y TRASLAPE

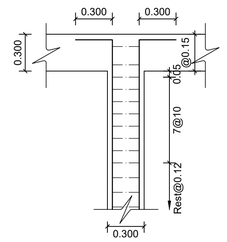
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR		TRASLAPE
	H CUALQUIERA	H<.30	H>.30	
3/8"	0.35	0.35	0.45	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60	0.60
5/8"	0.60	0.60	0.75	0.75
3/4"	0.70	0.70	0.90	0.90
1"	1.15	1.15	1.45	1.45

OBSERVACIONES:

1.- NO TRASLAPAR EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.
Si fuera estrictamente necesario, se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud Le=1.3Ld.
2.-NO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
De requerirlo, se considerara una longitud Le=1.7Ld
3.-PARA LOS ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL REFUERZO INFERIOR SE EMPALMARA EN LOS APOYOS, CON UNA LONGIUD DE EMPALME IGUAL A 30cm para ø 3/8" Y 40 PARA 1/2"



ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	14cm
1/2"	4cm	18cm



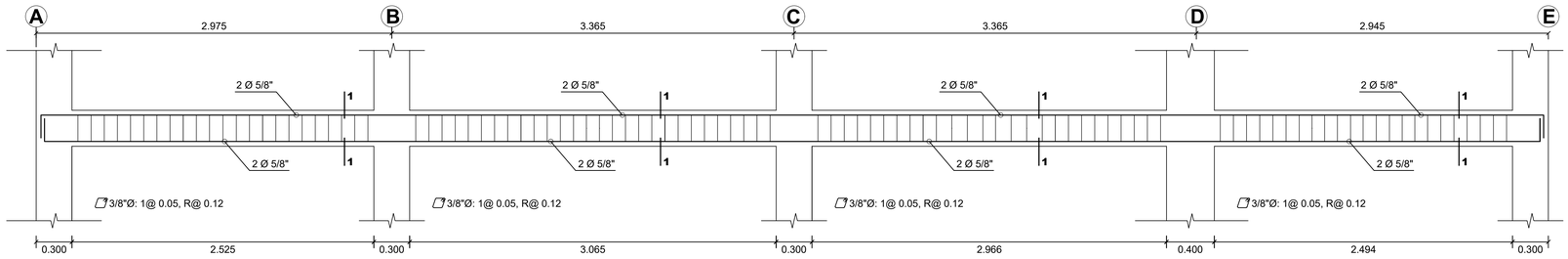
REMATE DE COLUMNAS

"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"

USAT

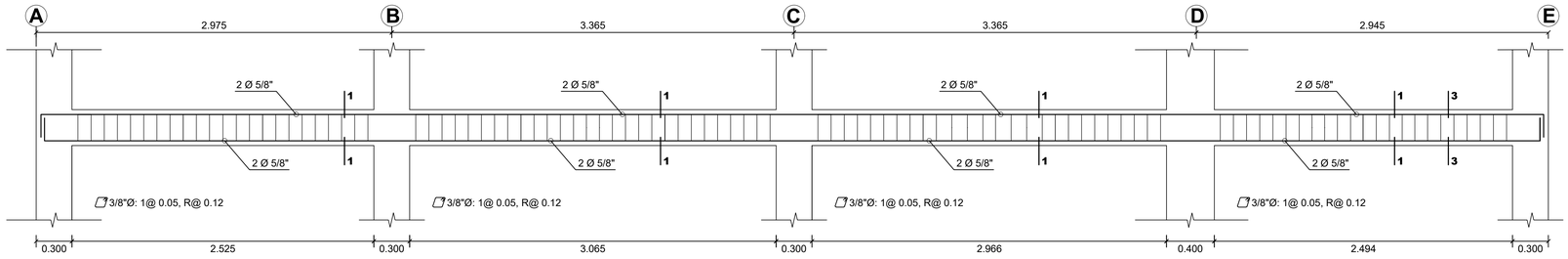
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		N° DE LÁMINA: E-03
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE		
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	PLANO: DETALLE DE VIGAS I		
	ESCALA: Indicada	FECHA: Octubre 2021	



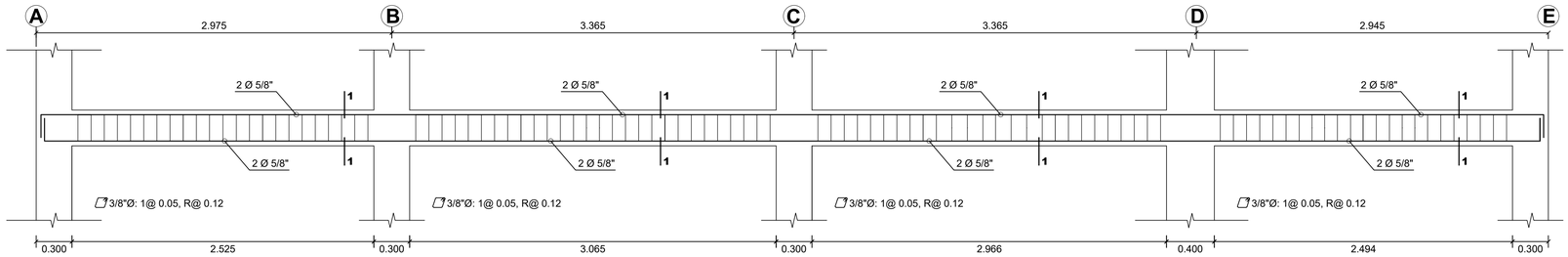
1er NIVEL V-102 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



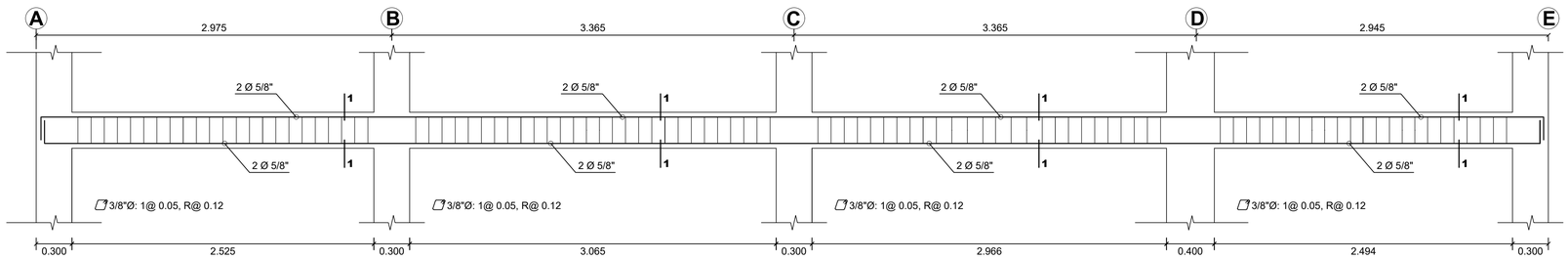
2do NIVEL V-202 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



3er NIVEL V-302 (0.25 x 0.30)

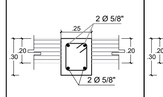
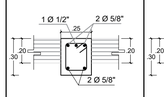
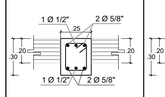
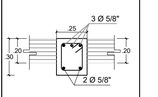
ESCALA: 1 /25

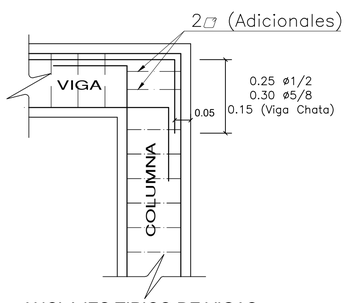


4to y 5to NIVEL V-402 (0.25 x 0.30)

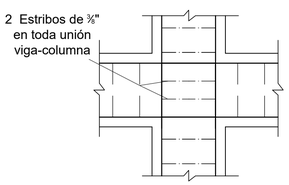
ESCALA: 1 /25

CUADRO DE SECCIONES

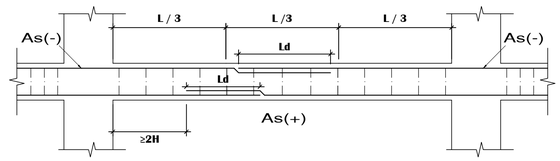
	SECCION 1 - 1	SECCION 2 - 2	SECCION 3 - 3	SECCION 4 - 4
				
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30
REFUERZO	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2	5 Ø 5/8"
▱	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12



ANCLAJES TIPICO DE VIGAS



DETALLE DE UNION
VIGA (h=0.30m.) - COLUMNA

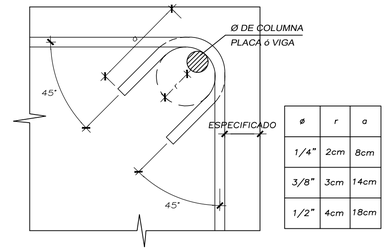


LONGITUDES DE ALCLAJE Y TRASLAPE

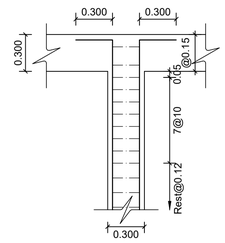
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR		TRASLAPE
	H CUALQUIERA	H<.30	H>.30	
3/8"	0.35	0.35	0.45	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60	0.60
5/8"	0.60	0.60	0.75	0.75
3/4"	0.70	0.70	0.90	0.90
1"	1.15	1.15	1.45	1.45

OBSERVACIONES:

1.- NO TRASLAPAR EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.
Si fuera estrictamente necesario, se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud Le=1.3Ld.
2.-NO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
De requerirlo, se considerara una longitud Le=1.7Ld
3.-PARA LOS ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL REFUERZO INFERIOR SE EMPALMARA EN LOS APOYOS, CON UNA LONGIUD DE EMPALME IGUAL A 30cm para ø 3/8" Y 40 PARA 1/2"



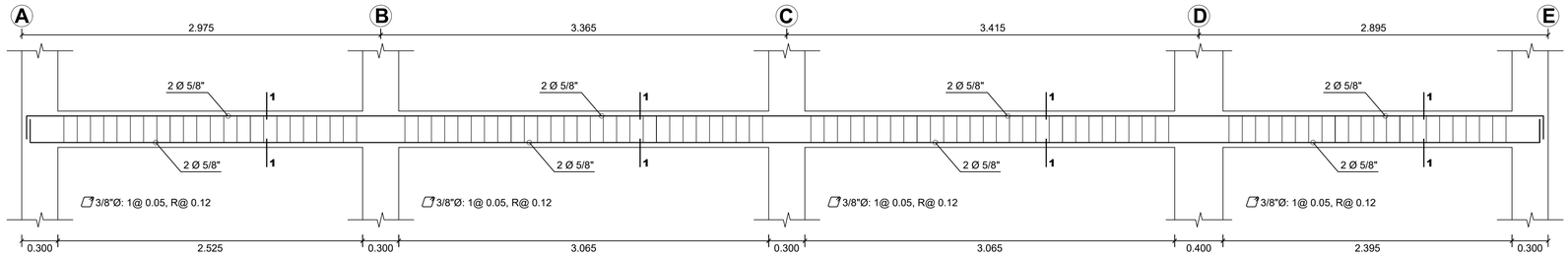
ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	14cm
1/2"	4cm	18cm



REMATE DE COLUMNAS

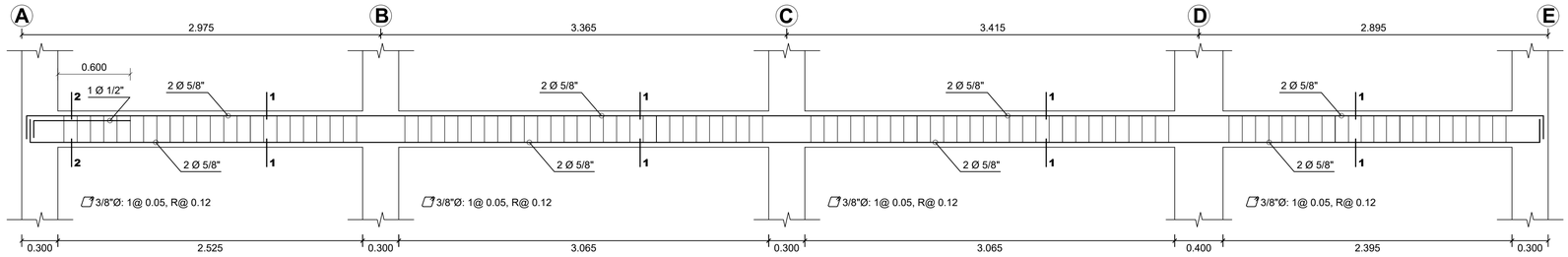
"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		N° DE LAMINA: E-04
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE		
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	PLANO: DETALLE DE VIGAS II		
	ESCALA: Indicada	FECHA: Octubre 2021	



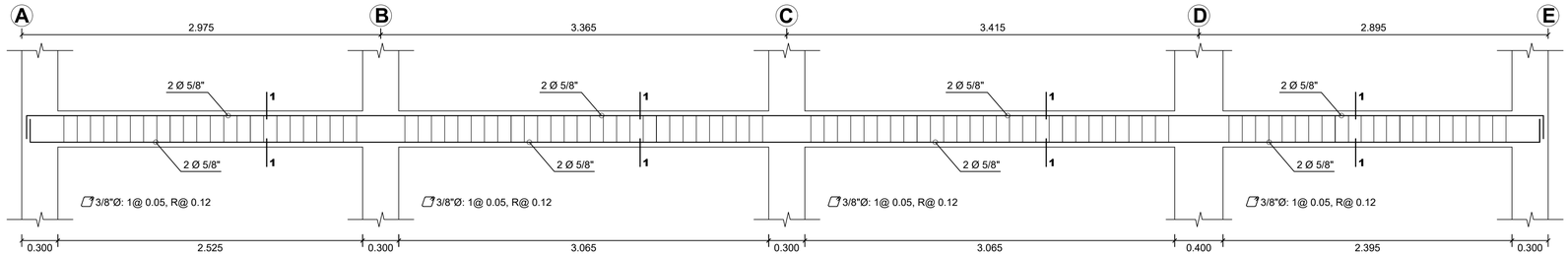
1er NIVEL V-103 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



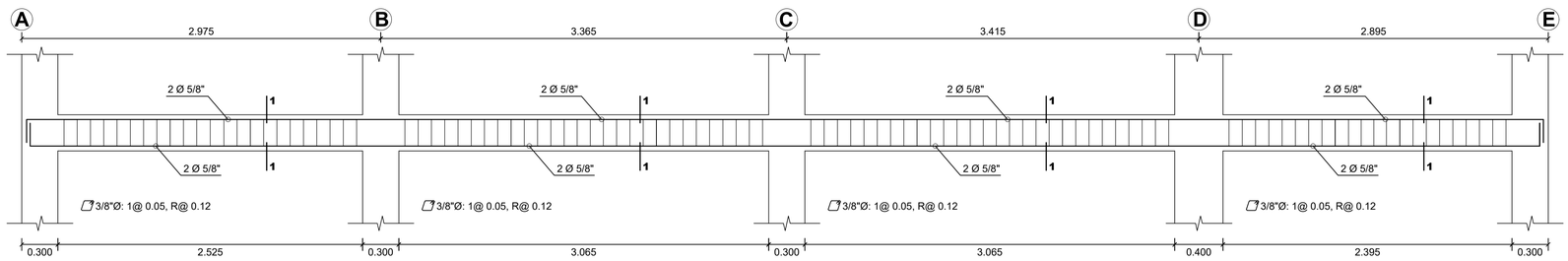
2do NIVEL V-203 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



3er NIVEL V-303 (0.25 x 0.30)

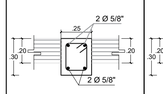
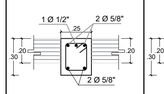
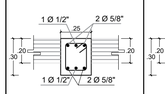
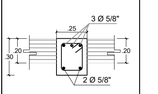
ESCALA: 1 /25

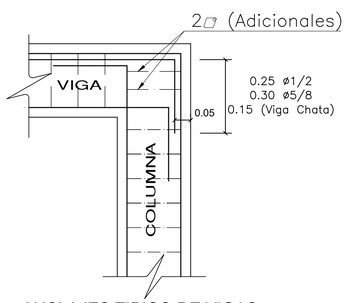


4to y 5to NIVEL V-403 (0.25 x 0.30)

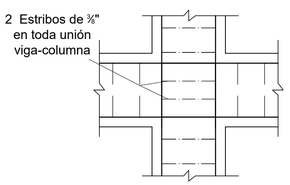
ESCALA: 1 /25

CUADRO DE SECCIONES

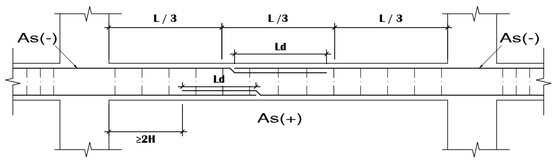
	SECCION 1 - 1	SECCION 2 - 2	SECCION 3 - 3	SECCION 4 - 4
				
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30
REFUERZO	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2	5 Ø 5/8"
▱	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12



ANCLAJES TIPICO DE VIGAS



DETALLE DE UNION
VIGA (h=0.30m.) - COLUMNA

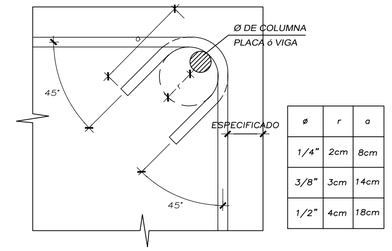


LONGITUDES DE ALCLAJE Y TRASLAPE

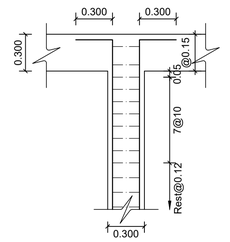
ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR		TRASLAPE
	H CUALQUIERA	H<.30	H>.30	
3/8"	0.35	0.35	0.45	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60	0.60
5/8"	0.60	0.60	0.75	0.75
3/4"	0.70	0.70	0.90	0.90
1"	1.15	1.15	1.45	1.45

OBSERVACIONES:

1.- NO TRASLAPAR EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.
Si fuera estrictamente necesario, se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud Le=1.3Ld.
2.-NO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
De requerirlo, se considerara una longitud Le=1.7Ld
3.-PARA LOS ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL REFUERZO INFERIOR SE EMPALMARA EN LOS APOYOS, CON UNA LONGIUD DE EMPALME IGUAL A 30cm para ø 3/8" Y 40 PARA 1/2"



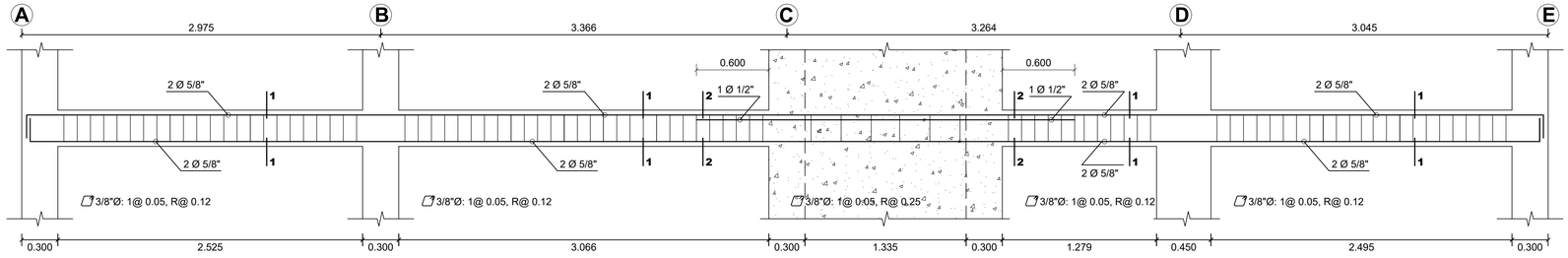
ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	14cm
1/2"	4cm	18cm



REMATE DE COLUMNAS

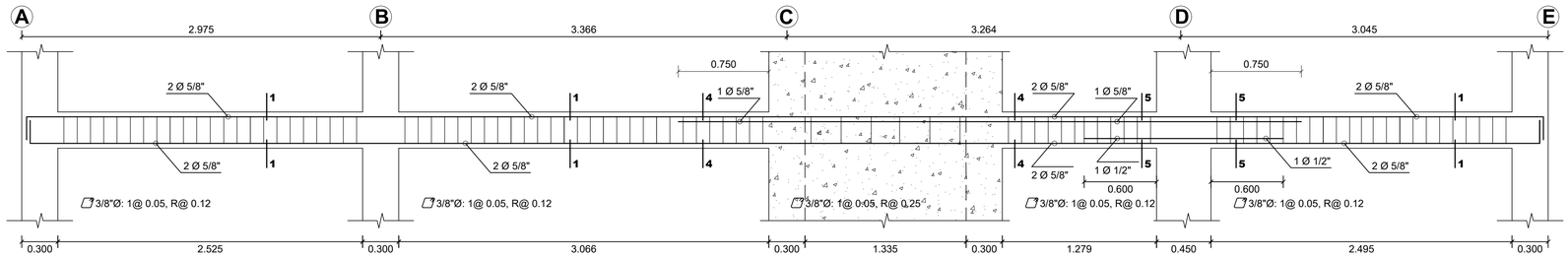
"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
USAT
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		N° DE LAMINA: E-05
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE		
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	PLANO: DETALLE DE VIGAS III		
	ESCALA: Indicada	FECHA: Octubre 2021	



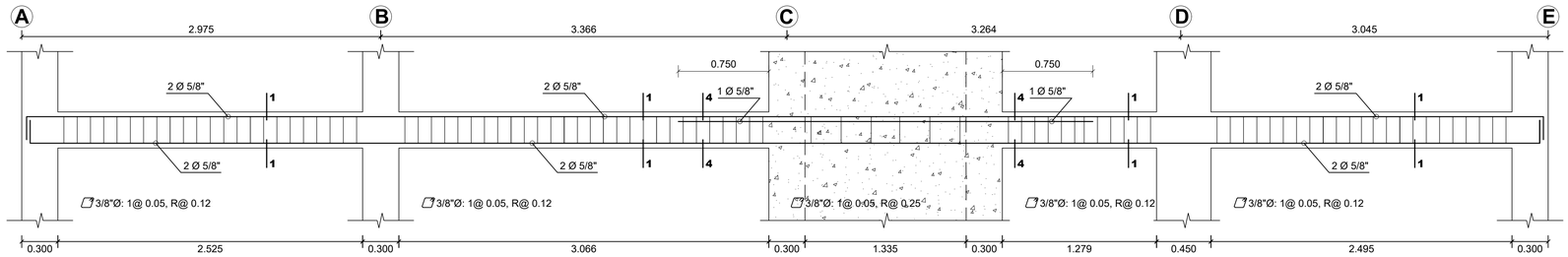
1er NIVEL V-104 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



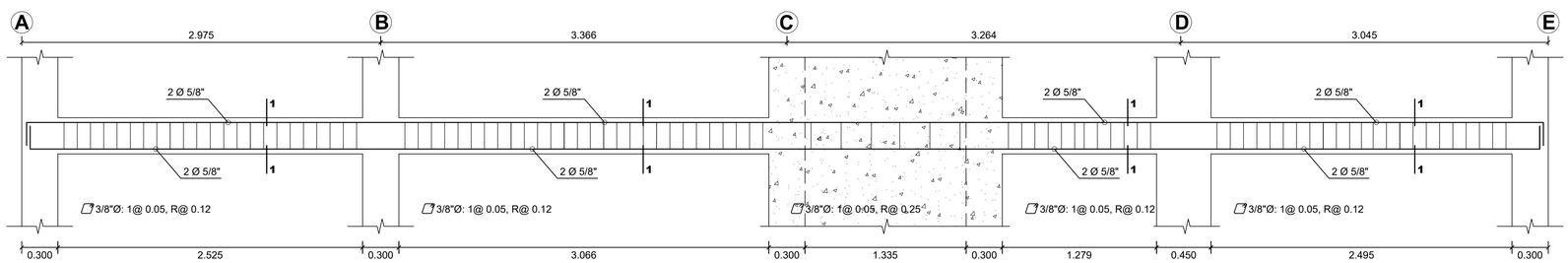
2do NIVEL V-204 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



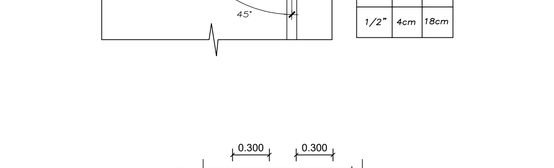
3er NIVEL V-304 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



4to y 5to NIVEL V-404 (0.25 x 0.30)

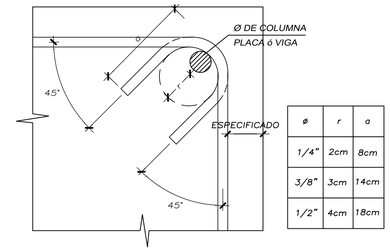
ESCALA: 1 /25



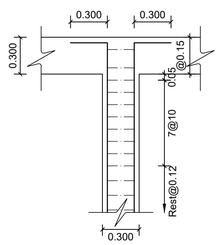
LONGITUDES DE ALCLAJE Y TRASLAPE				
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR		TRASLAPE
	H CUALQUIERA	H<.30	H>.30	
3/8"	0.35	0.35	0.45	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60	0.60
5/8"	0.60	0.60	0.75	0.75
3/4"	0.70	0.70	0.90	0.90
1"	1.15	1.15	1.45	1.45

OBSERVACIONES:

1.- NO TRASLAPAR EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.
Si fuera estrictamente necesario, se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud Le=1.3Ld.
2.-NO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
De requerirlo, se considerara una longitud Le=1.7Ld
3.-PARA LOS ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL REFUERZO INFERIOR SE EMPALMARA EN LOS APOYOS, CON UNA LONGIUD DE EMPALME IGUAL A 30cm para ø 3/8" Y 40 PARA 1/2"

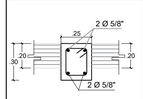
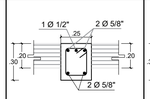
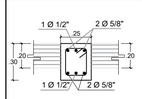
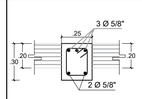
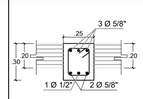


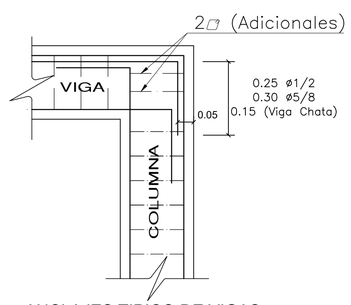
ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	14cm
1/2"	4cm	18cm



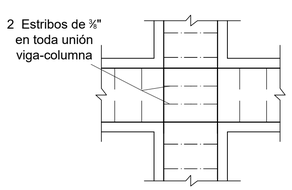
REMATE DE COLUMNAS

CUADRO DE SECCIONES

	SECCION 1 - 1	SECCION 2 - 2	SECCION 3 - 3	SECCION 4 - 4	SECCION 5 - 5
					
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30
REFUERZO	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2	5 Ø 5/8"	5 Ø 5/8"
□	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12



ANCLAJES TIPICO DE VIGAS

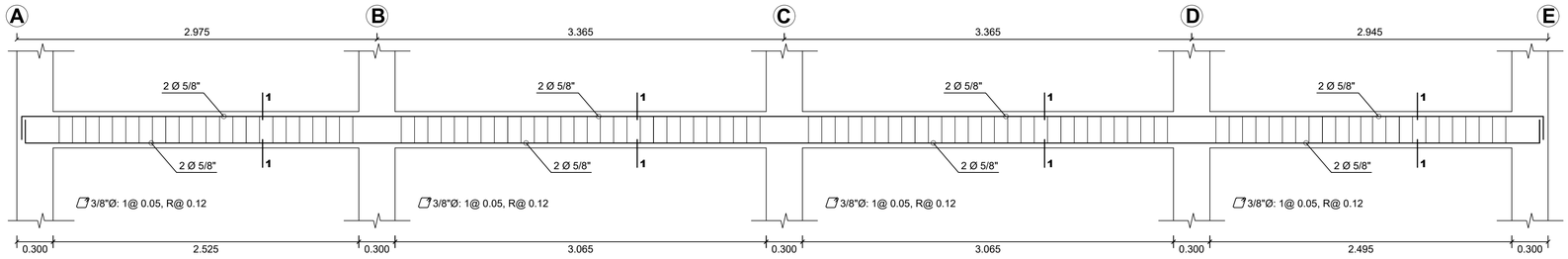


DETALLE DE UNION
VIGA (h=0.30m.) - COLUMNA

"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"

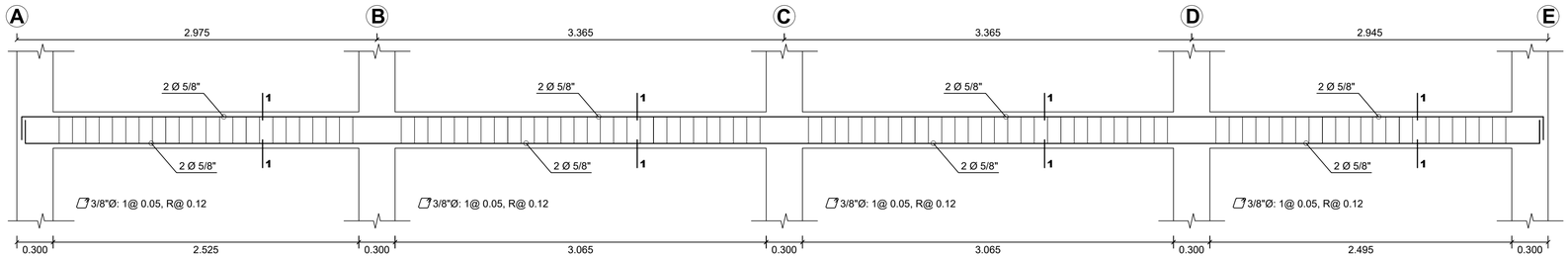
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	N° DE LAMINA: E-06
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA; ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO; CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE	
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
	PLANO: DETALLE DE VIGAS IV	
	ESCALA: Indicada — FECHA: Octubre 2021	



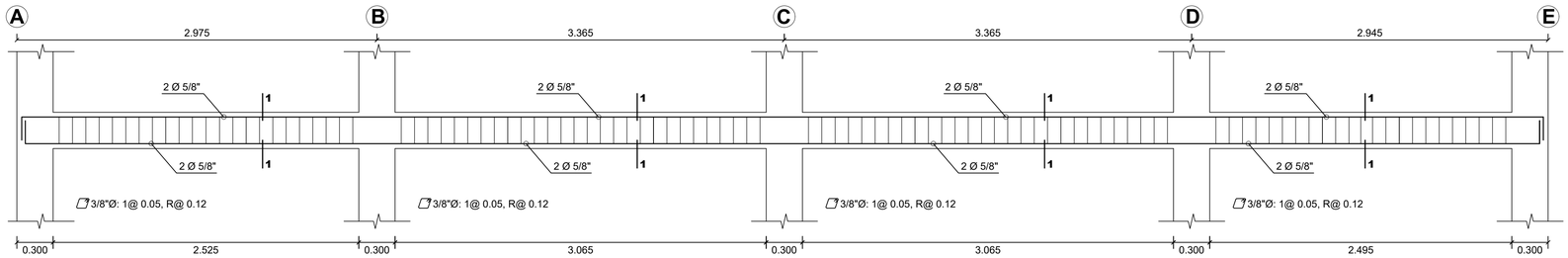
1er NIVEL V-105 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



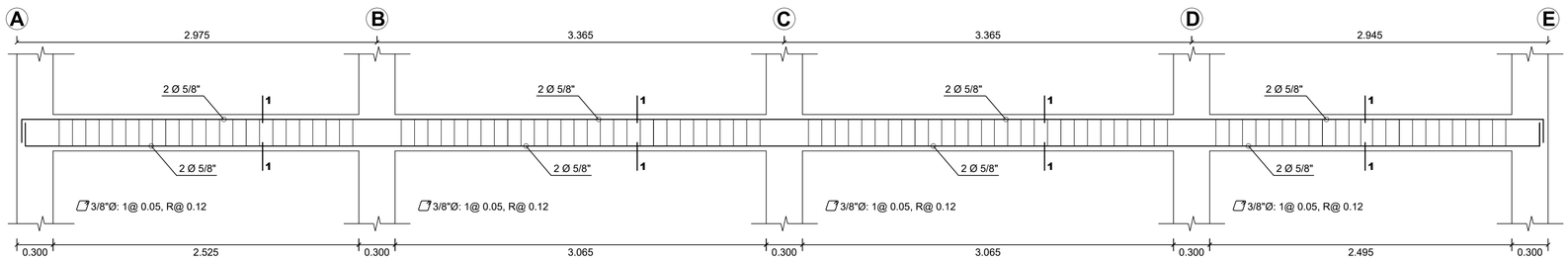
2do NIVEL V-205 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



3er NIVEL V-305 (0.25 x 0.30)

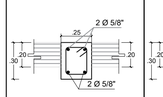
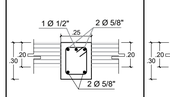
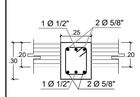
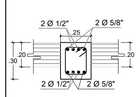
ESCALA: 1 /25

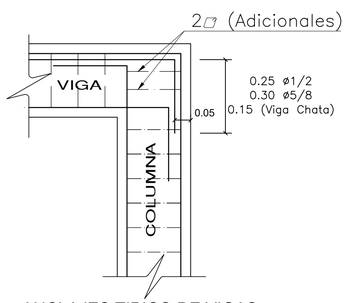


4to y 5to NIVEL V-405 (0.25 x 0.30)

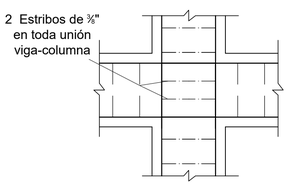
ESCALA: 1 /25

CUADRO DE SECCIONES

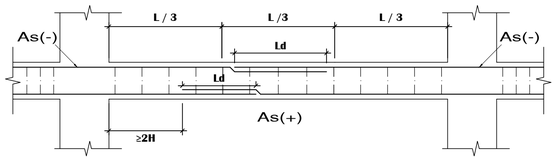
	SECCION 1 - 1	SECCION 2 - 2	SECCION 3 - 3	SECCION 4 - 4
				
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30
REFUERZO	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2
▱	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12



ANCLAJES TIPICO DE VIGAS



DETALLE DE UNION
VIGA (h=0.30m.) - COLUMNA

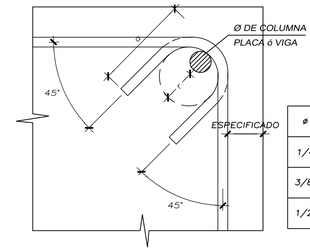


LONGITUDES DE ALCLAJE Y TRASLAPE

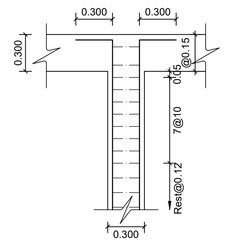
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR		TRASLAPE
	H CUALQUIERA	H<.30	H>.30	
3/8"	0.35	0.35	0.45	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60	0.60
5/8"	0.60	0.60	0.75	0.75
3/4"	0.70	0.70	0.90	0.90
1"	1.15	1.15	1.45	1.45

OBSERVACIONES:

1.- NO TRASLAPAR EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.
Si fuera estrictamente necesario, se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud Le=1.3Ld.
2.-NO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
De requerirlo, se considerara una longitud Le=1.7Ld
3.-PARA LOS ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL REFUERZO INFERIOR SE EMPALMARA EN LOS APOYOS, CON UNA LONGIUD DE EMPALME IGUAL A 30cm para ø 3/8" Y 40 PARA 1/2"



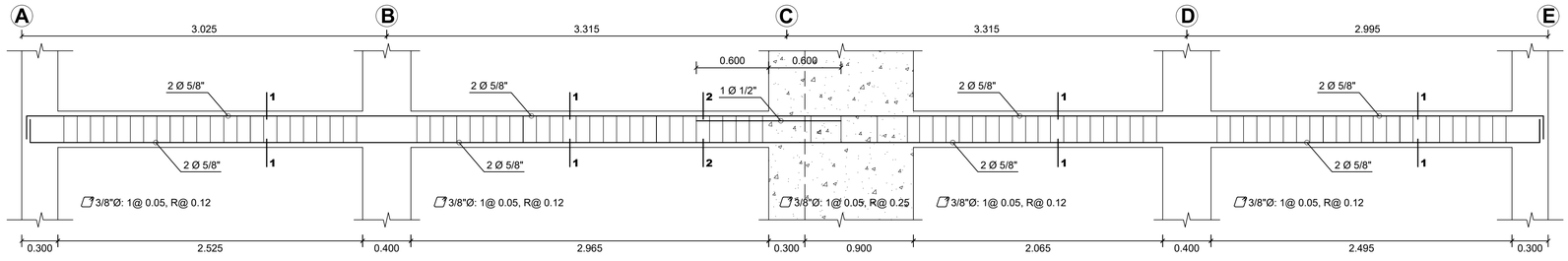
ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	14cm
1/2"	4cm	18cm



REMATE DE COLUMNAS

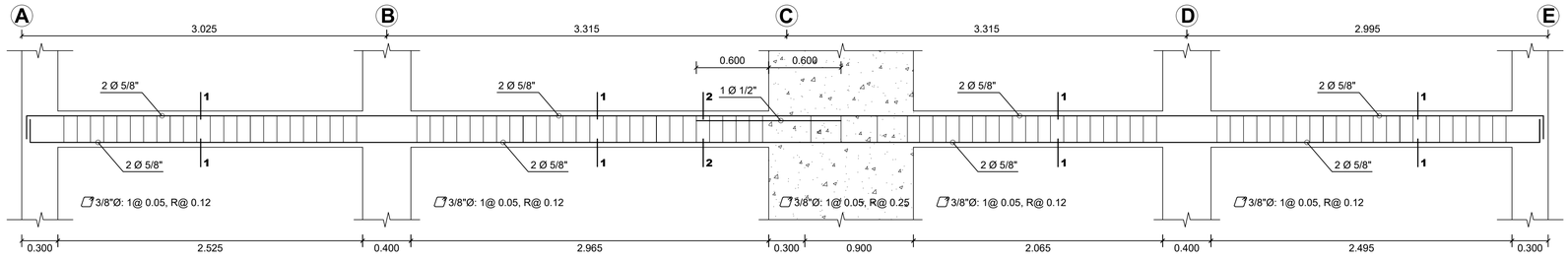
"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		N° DE LÁMINA: E-07
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA; ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO; CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE		
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	PLANO: DETALLE DE VIGAS V		
	ESCALA: Indicada	FECHA: Octubre 2021	



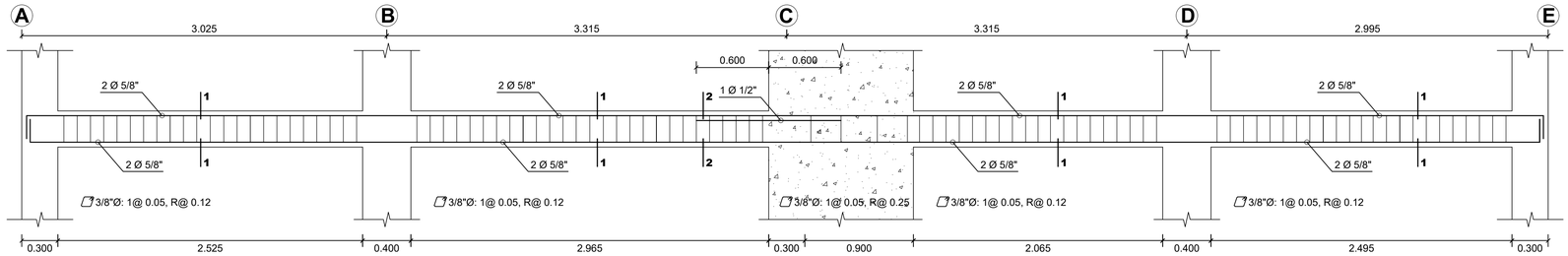
1er NIVEL V-106 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



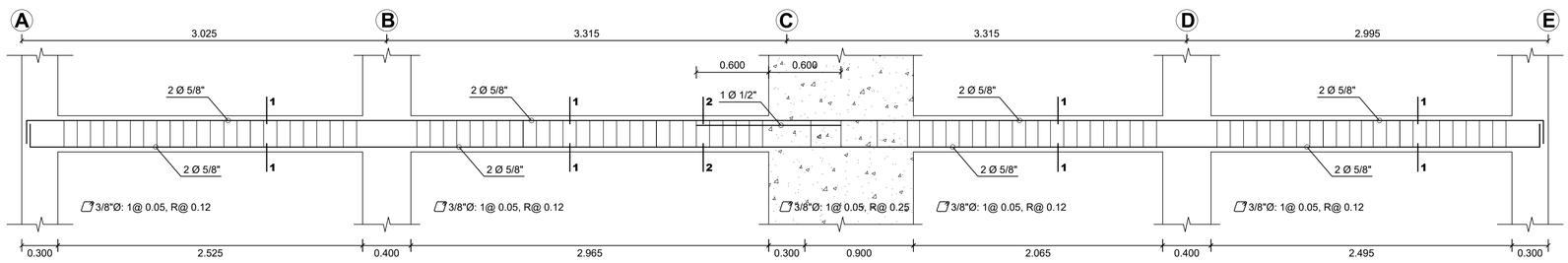
2do NIVEL V-206 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



3er NIVEL V-306 (0.25 x 0.30)

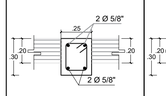
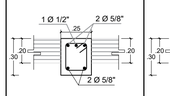
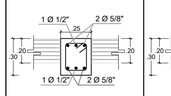
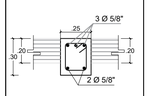
ESCALA: 1 /25

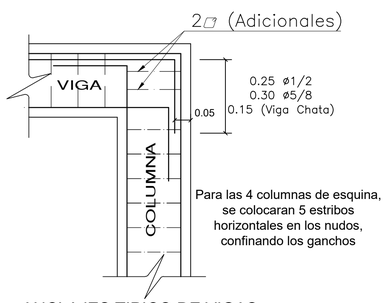


4to y 5to NIVEL V-406 (0.25 x 0.30)

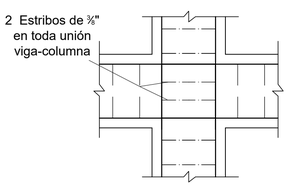
ESCALA: 1 /25

CUADRO DE SECCIONES

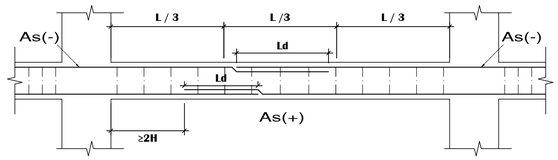
	SECCION 1 - 1	SECCION 2 - 2	SECCION 3 - 3	SECCION 4 - 4
				
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30
REFUERZO	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2	5 Ø 5/8"
▱	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12



ANCLAJES TIPICO DE VIGAS



DETALLE DE UNION VIGA (h=0.30m.) - COLUMNA

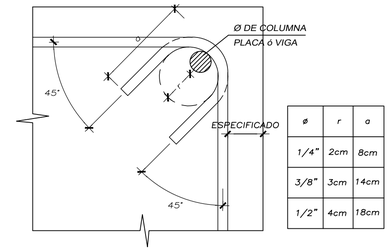


LONGITUDES DE ALCLAJE Y TRASLAPE

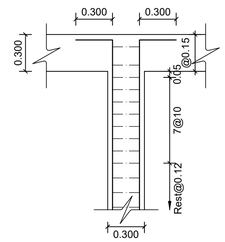
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR		TRASLAPE
	H CUALQUIERA	H<.30	H>.30	
3/8"	0.35	0.35	0.45	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60	0.60
5/8"	0.60	0.60	0.75	0.75
3/4"	0.70	0.70	0.90	0.90
1"	1.15	1.15	1.45	1.45

OBSERVACIONES:

1.- NO TRASLAPAR EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.
Si fuera estrictamente necesario, se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud Le=1.3Ld.
2.-NO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
De requerirlo, se considerara una longitud Le=1.7Ld
3.-PARA LOS ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL REFUERZO INFERIOR SE EMPALMARA EN LOS APOYOS, CON UNA LONGIUD DE EMPALME IGUAL A 30cm para ø 3/8" Y 40 PARA 1/2"



ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	14cm
1/2"	4cm	18cm



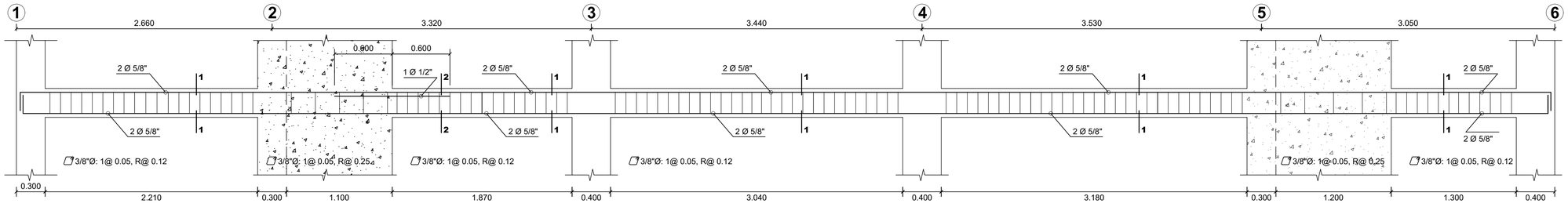
REMATE DE COLUMNAS

"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"

USAT

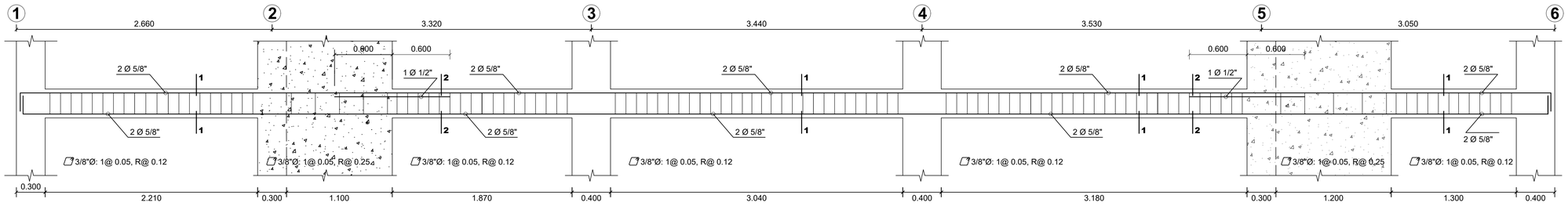
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		N° DE LÁMINA: E-08
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE		
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	PLANO: DETALLE DE VIGAS VI		
	ESCALA: Indicada	FECHA: Octubre 2021	



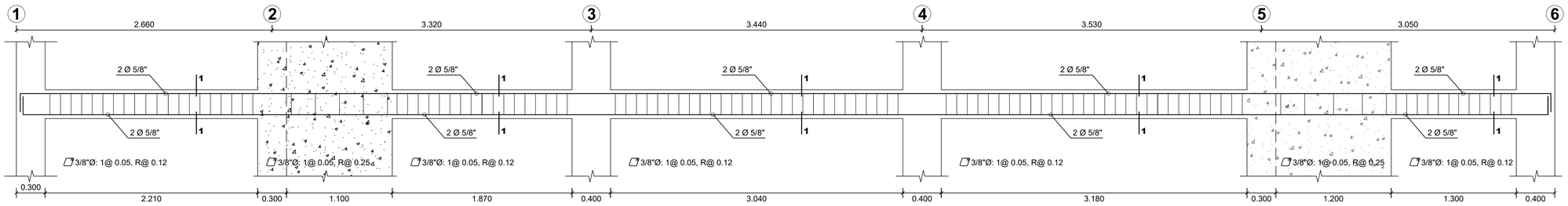
1er NIVEL V-107 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



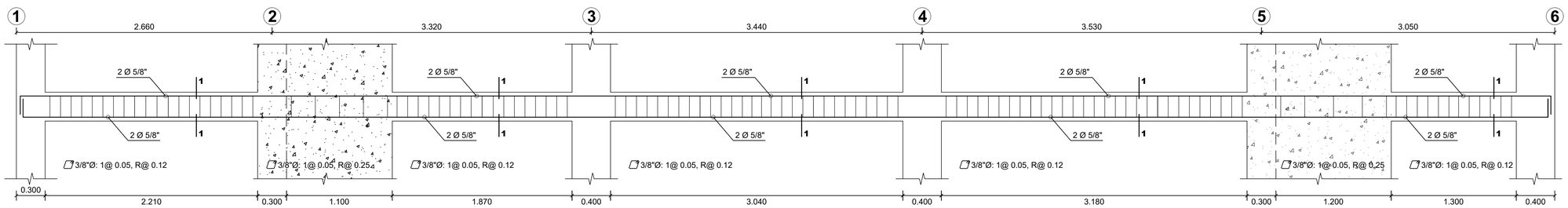
2do NIVEL V-207 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



3er NIVEL V-307 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



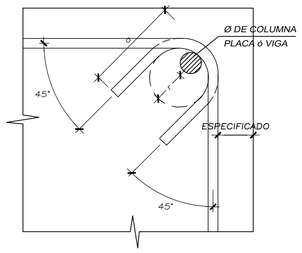
4to y 5to NIVEL V-407 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25

LONGITUDES DE ALCLAJE Y TRASLAPE				
ø	*REFUERZO INFERIOR*	*REFUERZO SUPERIOR*		*TRASLAPE*
	H CUALQUIERA	*H<.30*	*H>.30*	
3/8"	*0.35*	*0.35*	*0.45*	*0.45*
1/2"	*0.45*	*0.45*	*0.60*	*0.60*
5/8"	*0.60*	*0.60*	*0.75*	*0.75*
3/4"	*0.70*	*0.70*	*0.90*	*0.90*
1"	*1.15*	*1.15*	*1.45*	*1.45*

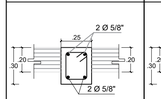
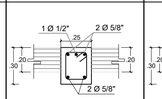
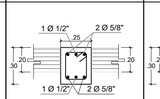
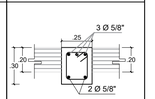
OBSERVACIONES:

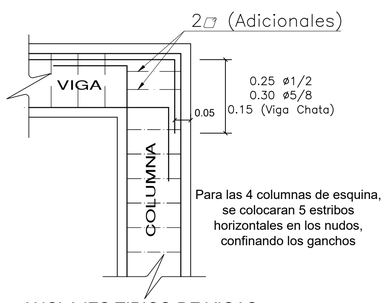
1.- NO TRASLAPAR EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.
Si fuera estrictamente necesario, se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud Le=1.3Ld.
2.-NO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
De requerirlo, se considerara una longitud Le=1.7Ld
3.-PARA LOS ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL REFUERZO INFERIOR SE EMPALMARA EN LOS APOYOS, CON UNA LONGIUD DE EMPALME IGUAL A 30cm para ø 3/8" Y 40 PARA 1/2"



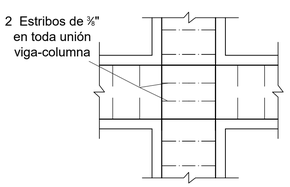
ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	14cm
1/2"	4cm	18cm

CUADRO DE SECCIONES

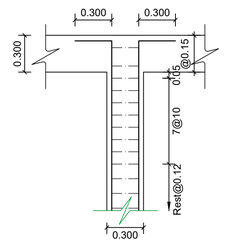
	SECCION 1 - 1	SECCION 2 - 2	SECCION 3 - 3	SECCION 4 - 4
				
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30
REFUERZO	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2	5 Ø 5/8"
▱	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12



ANCLAJES TIPICO DE VIGAS



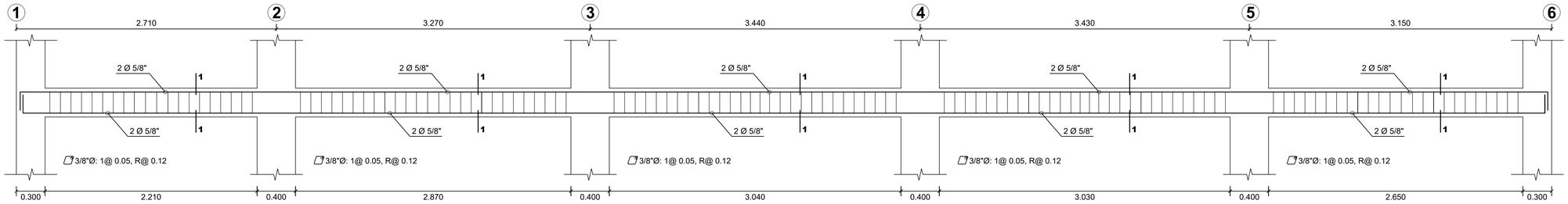
DETALLE DE UNION VIGA (h=0.30m.) - COLUMNA



REMATE DE COLUMNAS

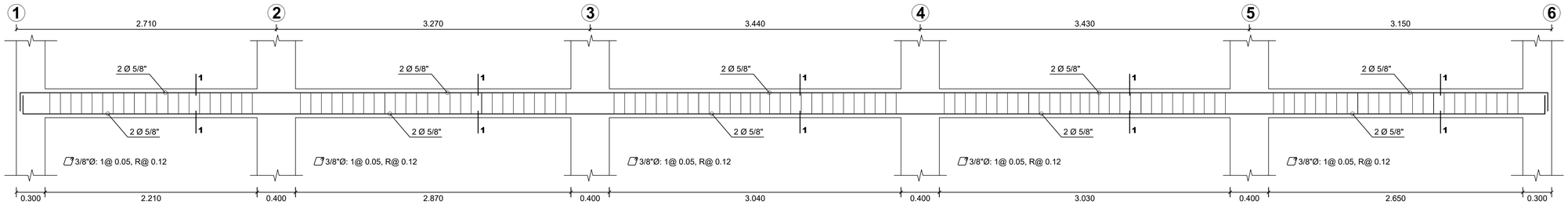
"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	N° DE LAMINA: E-09
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE	
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
	PLANO: DETALLE DE VIGAS VII	
	ESCALA: Indicada / FECHA: Octubre 2021	



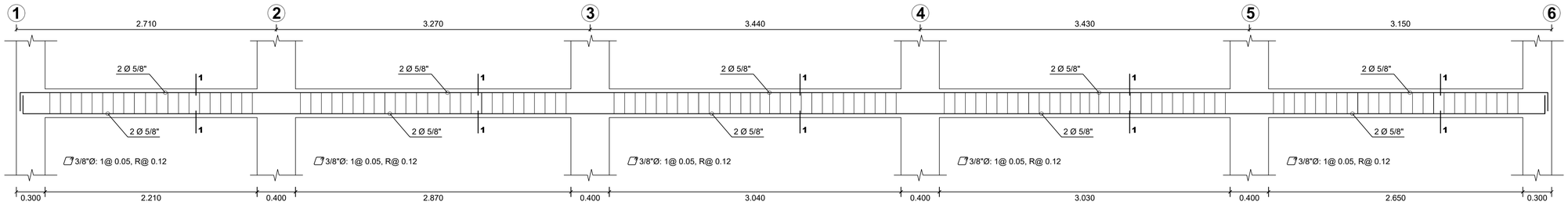
1er NIVEL V-108 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



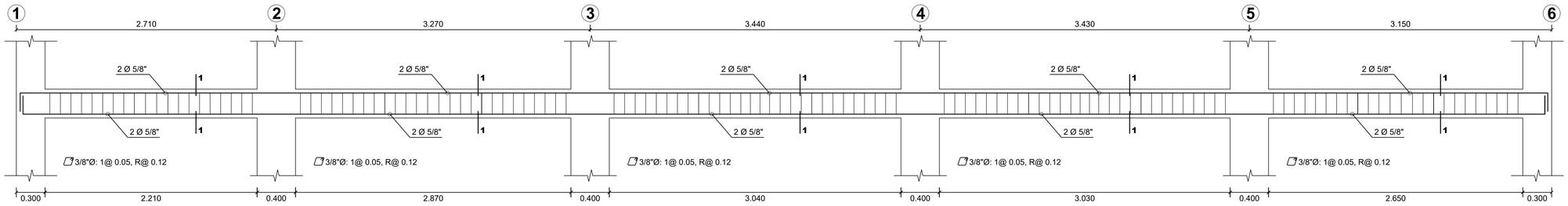
2do NIVEL V-208 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



3er NIVEL V-308 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



4to y 5to NIVEL V-408 (0.25 x 0.30)

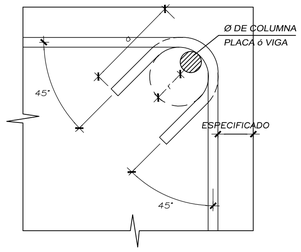
ESCALA: 1 /25

LONGITUDES DE ALCLAJE Y TRASLAPE

Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR		TRASLAPE
	H CUALQUIERA	H<.30	H>.30	
3/8"	0.35	0.35	0.45	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60	0.60
5/8"	0.60	0.60	0.75	0.75
3/4"	0.70	0.70	0.90	0.90
1"	1.15	1.15	1.45	1.45

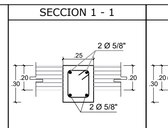
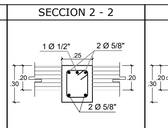
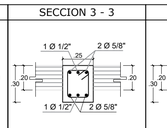
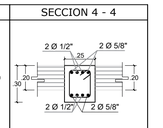
OBSERVACIONES:

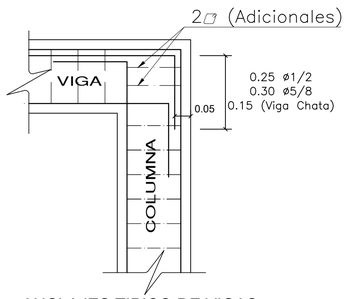
1.- NO TRASLAPAR EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.
Si fuera estrictamente necesario, se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud Le=1.3Ld.
2.-NO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN. De requerirlo, se considerara una longitud Le=1.7Ld
3.-PARA LOS ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL REFUERZO INFERIOR SE EMPALMARA EN LOS APOYOS, CON UNA LONGIUD DE EMPALME IGUAL A 30cm para ø 3/8" Y 40 PARA 1/2"



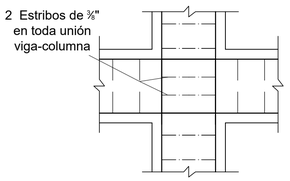
ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	14cm
1/2"	4cm	18cm

CUADRO DE SECCIONES

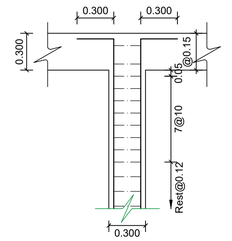
	SECCION 1 - 1	SECCION 2 - 2	SECCION 3 - 3	SECCION 4 - 4
				
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30
REFUERZO	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2
□	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12



ANCLAJES TIPICO DE VIGAS



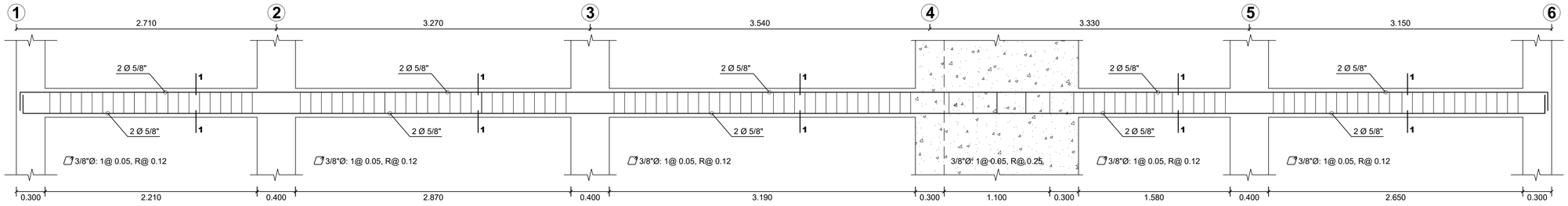
DETALLE DE UNION
VIGA (h=0.30m.) - COLUMNA



REMATE DE COLUMNAS

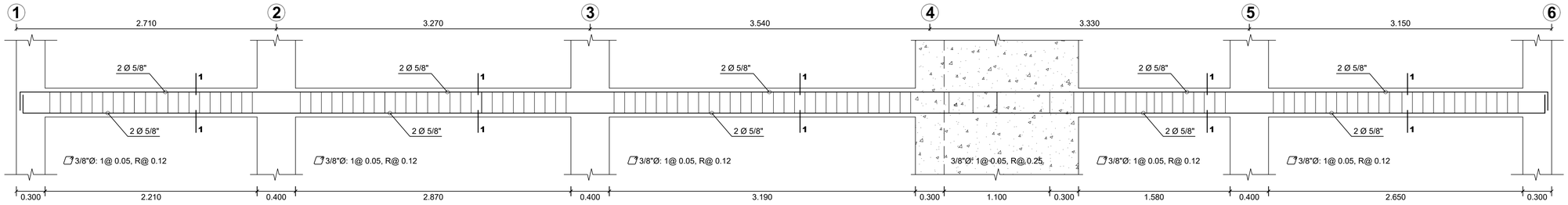
"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		N° DE LAMINA: E-10
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA; ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO; CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE		
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	PLANO: DETALLE DE VIGAS VIII		
	ESCALA: Indicada	FECHA: Octubre 2021	



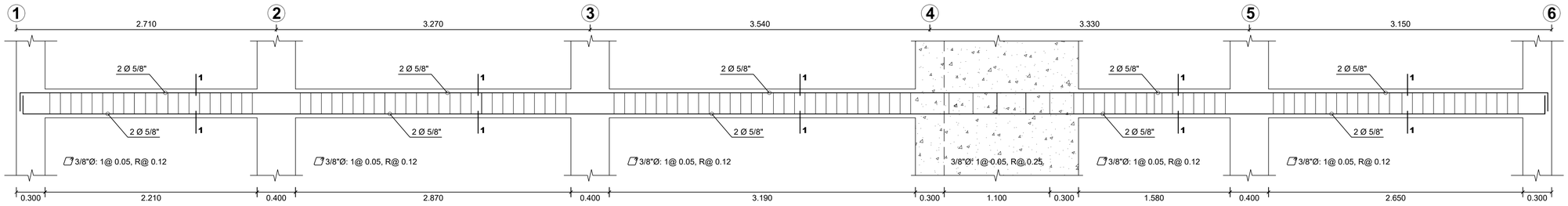
1er NIVEL V-109 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



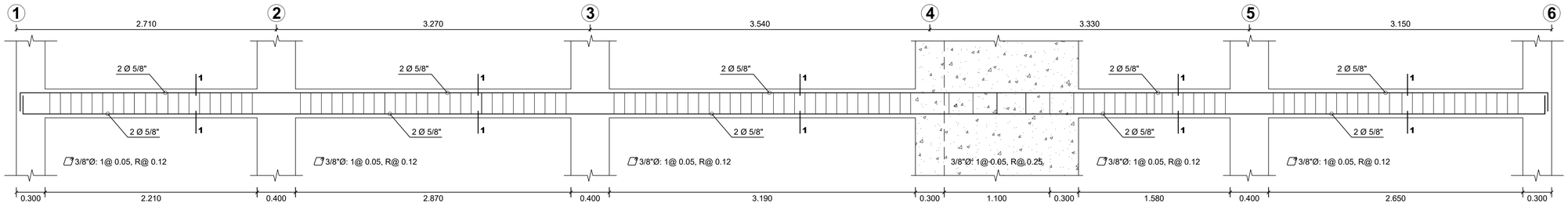
2do NIVEL V-209 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



3er NIVEL V-309 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



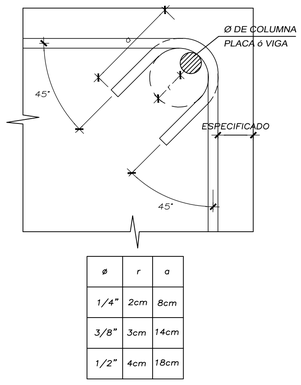
4to y 5to NIVEL V-409 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25

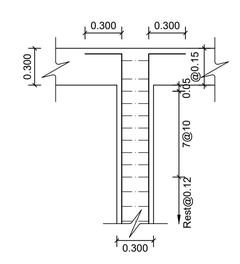
LONGITUDES DE ALCLAJE Y TRASLAPE				
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR		TRASLAPE
	H CUALQUIERA	H<.30	H>.30	
3/8"	0.35	0.35	0.45	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60	0.60
5/8"	0.60	0.60	0.75	0.75
3/4"	0.70	0.70	0.90	0.90
1"	1.15	1.15	1.45	1.45

OBSERVACIONES:

1.- NO TRASLAPAR EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.
Si fuera estrictamente necesario, se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud Le=1.3Ld.
2.-NO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN. De requerirlo, se considerara una longitud Le=1.7Ld
3.-PARA LOS ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL REFUERZO INFERIOR SE EMPALMARA EN LOS APOYOS, CON UNA LONGIUD DE EMPALME IGUAL A 30cm para ø 3/8" Y 40 PARA 1/2"

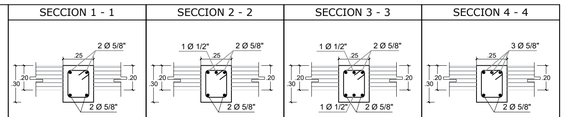


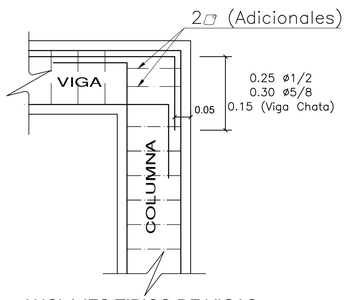
ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	14cm
1/2"	4cm	18cm



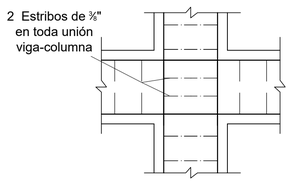
REMATE DE COLUMNAS

CUADRO DE SECCIONES

	SECCION 1 - 1	SECCION 2 - 2	SECCION 3 - 3	SECCION 4 - 4
				
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30
REFUERZO	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2	5 Ø 5/8"
	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12



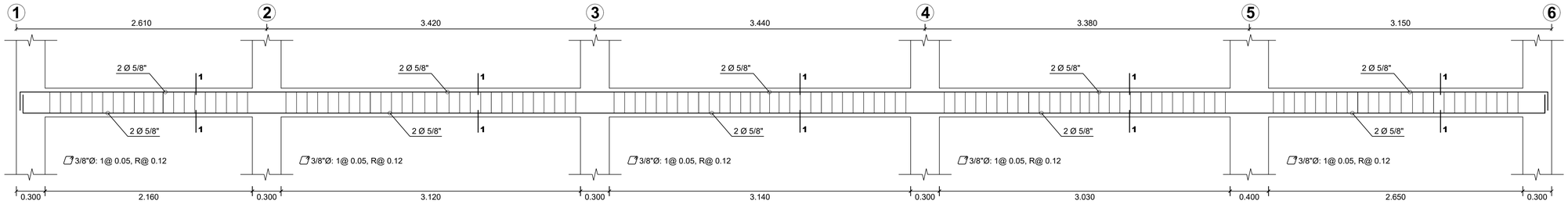
ANCLAJES TIPICO DE VIGAS



DETALLE DE UNION
VIGA (h=0.30m.) - COLUMNA

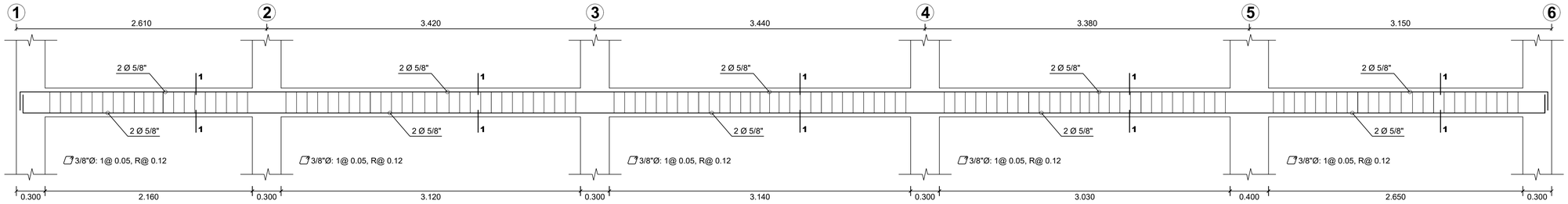
"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	N° DE LAMINA: E-11
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA; ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO; CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE	
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	PLANO: DETALLE DE VIGAS IX	
	ESCALA: Indicada / FECHA: Octubre 2021	



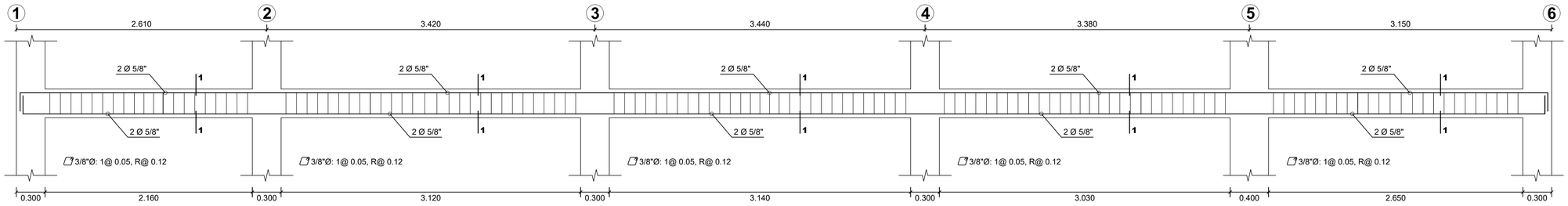
1er NIVEL V-110 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



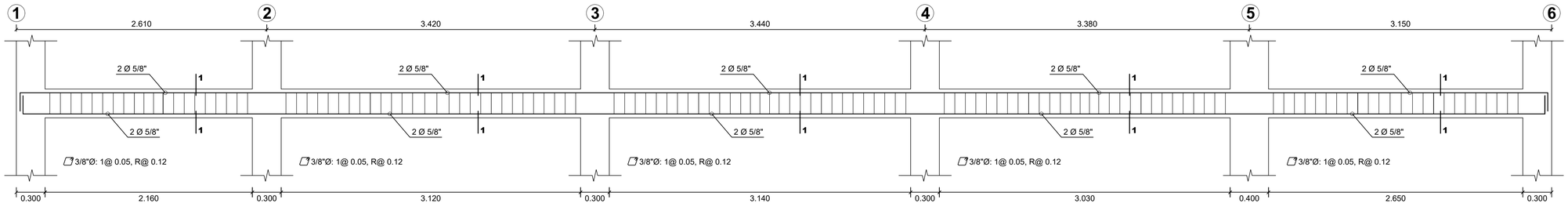
2do NIVEL V-210 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



3er NIVEL V-310 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



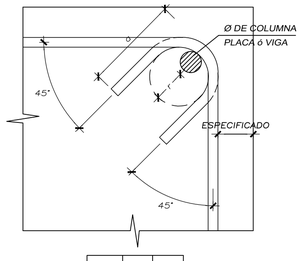
4to y 5to NIVEL V-410 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25

LONGITUDES DE ALCLAJE Y TRASLAPE				
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR		TRASLAPE
	H CUALQUIERA	H<.30	H>.30	
3/8"	0.35	0.35	0.45	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60	0.60
5/8"	0.60	0.60	0.75	0.75
3/4"	0.70	0.70	0.90	0.90
1"	1.15	1.15	1.45	1.45

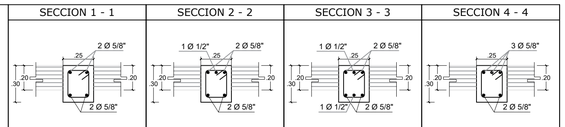
OBSERVACIONES:

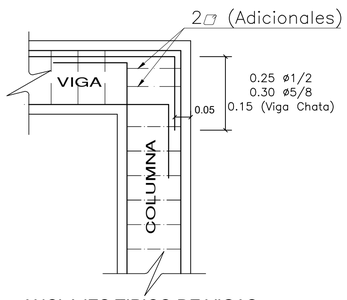
1.- NO TRASLAPAR EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.
Si fuera estrictamente necesario, se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud Le=1.3Ld.
2.-NO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
De requerirlo, se considerara una longitud Le=1.7Ld
3.-PARA LOS ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL REFUERZO INFERIOR SE EMPALMARA EN LOS APOYOS, CON UNA LONGIUD DE EMPALME IGUAL A 30cm para ø 3/8" Y 40 PARA 1/2"



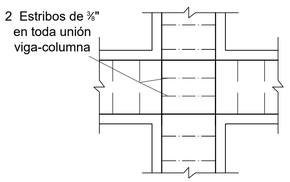
ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	14cm
1/2"	4cm	18cm

CUADRO DE SECCIONES

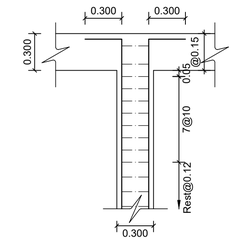
	SECCION 1 - 1	SECCION 2 - 2	SECCION 3 - 3	SECCION 4 - 4
				
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30
REFUERZO	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2	5 Ø 5/8"
□	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12



ANCLAJES TIPICO DE VIGAS



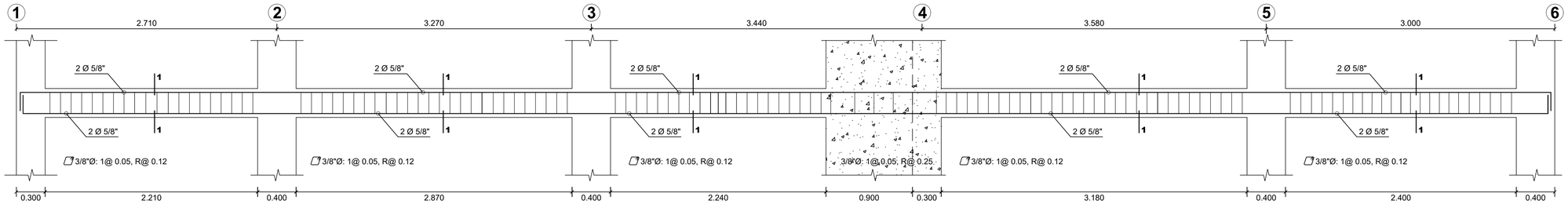
DETALLE DE UNION
VIGA (h=0.30m.) - COLUMNA



REMATE DE COLUMNAS

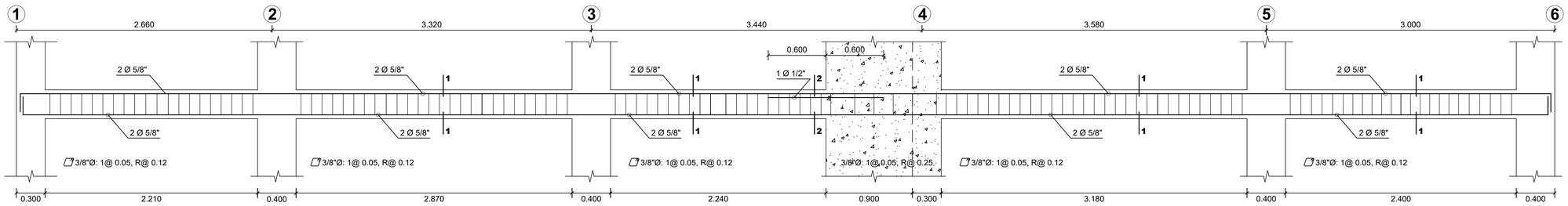
"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		N° DE LAMINA: E-12
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE		
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	PLANO: DETALLE DE VIGAS X		
	ESCALA: Indicada	FECHA: Octubre 2021	



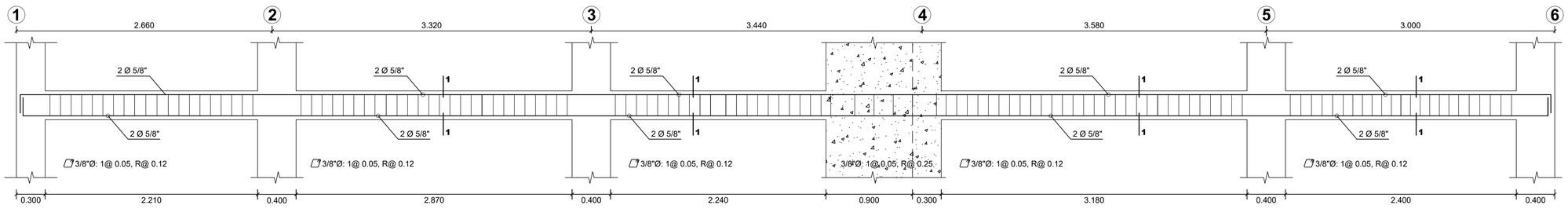
1er NIVEL V-111 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



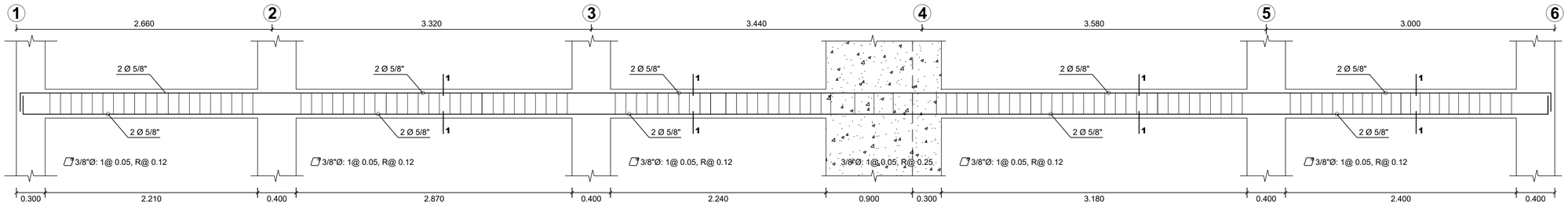
2do NIVEL V-211 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



3er NIVEL V-311 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25



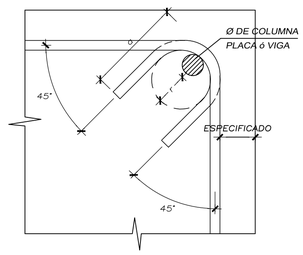
4to y 5to NIVEL V-411 (0.25 x 0.30)

ESCALA: 1 /25

LONGITUDES DE ALCLAJE Y TRASLAPE				
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR		TRASLAPE
	H CUALQUIERA	H<.30	H>.30	
3/8"	0.35	0.35	0.45	0.45
1/2"	0.45	0.45	0.60	0.60
5/8"	0.60	0.60	0.75	0.75
3/4"	0.70	0.70	0.90	0.90
1"	1.15	1.15	1.45	1.45

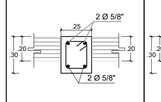
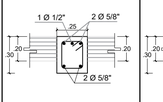
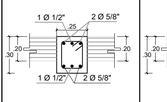
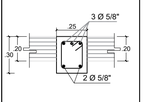
OBSERVACIONES:

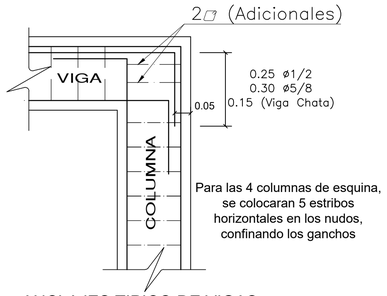
1.- NO TRASLAPAR EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.
Si fuera estrictamente necesario, se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud Le=1.3Ld.
2.-NO TRASLAPAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
De requerirlo, se considerara una longitud Le=1.7Ld
3.-PARA LOS ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL REFUERZO INFERIOR SE EMPALMARA EN LOS APOYOS, CON UNA LONGIUD DE EMPALME IGUAL A 30cm para ø 3/8" Y 40 PARA 1/2"



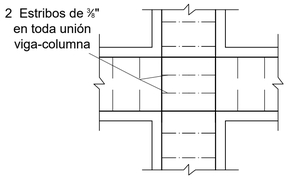
ø	r	a
1/4"	2cm	8cm
3/8"	3cm	14cm
1/2"	4cm	18cm

CUADRO DE SECCIONES

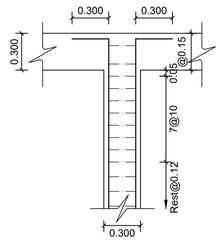
	SECCION 1 - 1	SECCION 2 - 2	SECCION 3 - 3	SECCION 4 - 4
				
SECCION	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30	0.25 x 0.30
REFUERZO	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2	5 Ø 5/8"
▱	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12	3/8"Ø: 1@ 0.05, R@ 0.12



ANCLAJES TIPICO DE VIGAS



DETALLE DE UNION VIGA (h=0.30m.) - COLUMNA

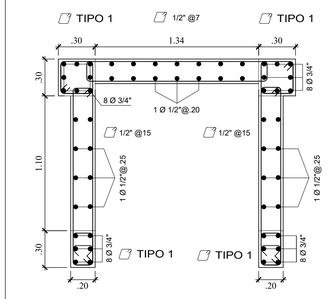
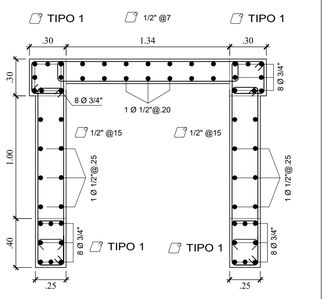
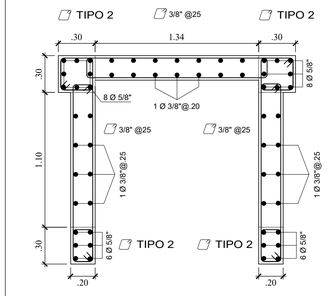
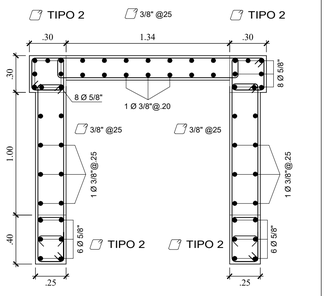


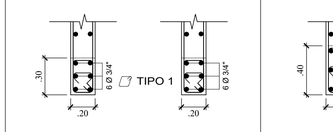
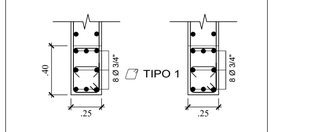
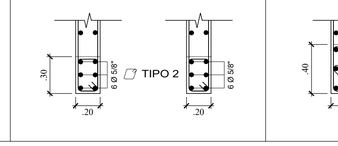
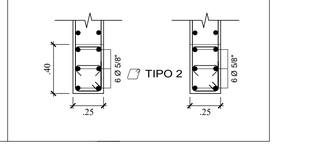
REMATE DE COLUMNAS

"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		N° DE LAMINA: E-13
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA; ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO; CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE		
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	PLANO: DETALLE DE VIGAS XI		
	ESCALA: Indicada	FECHA: Octubre 2021	

CAMBIOS EN OPTIMIZACIÓN

	M5 →	M5
1er y 2do NIVEL		
3er-5to NIVEL		

	M5 →	M5
1er y 2do NIVEL		
3er-5to NIVEL		

EJE D-4			EJE D-6 E-6		
NIVEL	C - 1 →	C - 3	NIVEL	C - 1 →	C - 2
1er-3er NIVEL			1er-2do NIVEL		
SECCION	0.30 x 0.40	0.30 x 0.45	SECCION	0.30 x 0.40	0.30 x 0.40
REFUERZO	8 Ø 5/8"	12 Ø 3/4"	REFUERZO	8 Ø 5/8"	10 Ø 3/4"
Ø 3/8"	1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Rto. @ 0 .12	1 @ 0.05; 7 @ 0.08; Rto. @ 0 .12	Ø 3/8"	1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Rto. @ 0 .12	1 @ 0.05; 7 @ 0.08; Rto. @ 0 .12
4to-5to NIVEL			3er-5to NIVEL		
SECCION	0.30 x 0.40	0.30 x 0.45	SECCION	0.30 x 0.40	0.30 x 0.40
REFUERZO	8 Ø 5/8"	8 Ø 5/8"	REFUERZO	8 Ø 5/8"	8 Ø 5/8"
Ø 3/8"	1 @ 0.05; 5 @ 0.10; Rto. @ 0 .12	1 @ 0.05; 6 @ 0.08; Rto. @ 0 .12	Ø 3/8"	1 @ 0.05; 5 @ 0.10; Rto. @ 0 .12	1 @ 0.05; 6 @ 0.08; Rto. @ 0 .12

"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

CURSO: SEMINARIO DE TESIS II	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	N° DE LAMINA: E-14
JURADO: SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA; ANÍBAL TEODORO DÍAZ ORREGO; CARMEN CHILON MUÑOZ	UBICACIÓN: CHICLAYO - LAMBAYEQUE	
TESISTA: CESAR PORTAL MIDEROS	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
	PLANO: DETALLE DE OPTIMIZACIÓN	
	ESCALA: Indicada / FECHA: Octubre 2021	