UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

AUTOR

RONALD ALI OROZCO PIÑIN

ASESOR

JOSE ALBERTO ACERO MARTINEZ

https://orcid.org/0000-0003-4154-9510

Chiclayo, 2022

Análisis comparativo del diseño de los sistemas estructurales de acero SCBF y BRBF para un edificio de 8 niveles en la ciudad de Chiclayo

PRESENTADA POR:

Ronald Ali Orozco Piñin

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

Gabriel Cachi Cerna
SECRETARIO

Jose Alberto Acero Martinez
VOCAL

Dedicatoria

A lo largo de mi formación como persona y profesional he comprendido que la clave del éxito es el esfuerzo, empeño y dedicación, estos tres pilares me han permitido completar este trabajo que abrirá paso a mi siguiente etapa como profesional.

Este trabajo se lo dedico a mis padres: Lizardo y María Isabel, quienes con su esfuerzo, consejo y amor me dieron el soporte e impulso que necesité en mis momentos de desesperación, a mi hermana Anabel quién con su sutileza y dulzura me daba ánimos para superar los obstáculos de la vida.

Agradecimientos

Un eterno agradecimiento para mis padres: María Isabel y Lizardo, ya que con el esfuerzo y apoyo de ellos fue posible este magnífico sueño.

A mi hermana Anabel, ya que su motivación y consejo fue de mucha ayuda en los momentos más críticos de la carrera.

A mis familiares por la constante preocupación y ayuda motivacional.

A mis amigos de la universidad quienes me apoyaron con algunos puntos de esta investigación.

Gracias a mi asesor de tesis, Ing. José Alberto Acero Martínez, por compartir su conocimiento y contagiarme de muchas ganas para mejorar en el aspecto personal y profesional.

Índice

Resumen …..16

Abstract ……..17

Introducción 18

Revisión de literatura 20

Antecedentes del problema.....20

Bases Teórico Científicas.....22

Acero Estructural 22

Secciones De Acero Laminado.....29

Sistemas Estructurales de Acero 36

Predimensionamiento De Elementos Estructurales De Acero 113

Materiales y métodos. 115

Tipo y nivel de investigación 115

Diseño de investigación.....115

Población, muestra, muestreo 115

Criterios de selección 115

Operacionalización de variables 116

Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....117

Procedimientos.....117

Plan de procesamiento y análisis de datos 117

Matriz de consistencia 119

Consideraciones éticas.....121

Resultados y discusión.....122

Resultados 122

Descripción del Proyecto. 122
Análisis Dinámico Modal Espectral 137
Diseño de los elementos estructurales de acero 160
Diseño de conexiones 168
Diseño de elementos estructurales de concreto armado 176
Apartado económico de los sistemas estructurales 188
Discusión 190
Análisis técnico y económico de los sistemas estructurales en estudio 190
Conclusiones 194
Recomendaciones 196
Referencias Bibliográficas 197
Anexos…. 202
1.1. Diseño de Columna considerando análisis de Segundo Orden 204
1.2. Diseño de Vigueta 209
1.3. Diseño de Viga Dirección X-X 213
1.4. Diseño de Viga en dirección Y-Y 218
1.5. Conexión a Corte: Viga - Columna 224
1.6. Conexión a Corte: Viga -Viga ……..... 232
1.7. Conexión Viga a Alma de Columna 240
1.8. Conexión Columna, Viga y Arriostre en sistemas estructurales de acero 250
1.9. Conexión Chevron 273
1.10. Conexión De Viga Reducida 292
1.11. Diseño De Placa Base 307
1.12. Conexión De BRBF 324
1.13. Análisis económico de los sistemas estructurales en estudio 338
1.14. Planos 386

Lista de tablas

Tabla 1. Esfuerzo de tracción y resistencia a la tracción máxima del acero estructural. 23

Tabla 2. Ventajas y desventajas del acero estructural. 29

Tabla 3. Cambios en los requisitos de diseño para pórticos arriostrados. 60

Tabla 4. Operacionalización de variables. 116

Tabla 5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos. 117

Tabla 6. Matriz de Consistencia. 119

Tabla 7. Sección de perfiles utilizados en sistema estructural SCBF. 126

Tabla 8. Dimensiones de los elementos estructurales de concreto armado. 135

Tabla 9. Coeficientes para espectro de seudoaceleraciones. 138

Tabla 10. Peso por metro cuadrado de la edificación. 139

Tabla 11. Participación Modal de la estructura. 139

Tabla 12. Periodos de la estructura. 139

Tabla 13. Derivas del edificio con sistema estructural SCBF en la Dirección X. 140

Tabla 14. Derivas del edificio con sistema estructural SCBF en la Dirección Y. 141

Tabla 15. Verificación de irregularidad torsional en la Dirección X. 143

Tabla 16. Verificación de irregularidad torsional en la Dirección Y. 143

Tabla 17. Centro de masa y rigidez de la estructura. 144

Tabla 18. Cortante Estática y Dinámica del sistema estructural SCBF. 144

Tabla 19. Coeficientes para espectro de seudoaceleraciones del sistema estructural BRBF. 147

Tabla 20. Peso por metro cuadrado de la edificación. 148

Tabla 21. Participación Modal del sistema estructural BRBF. 148

Tabla 22. Periodos de la estructura del sistema estructural BRBF. 148

Tabla 23. Derivas del edificio con sistema estructural BRBF en la Dirección X. 149

Tabla 24. Derivas del edificio con sistema estructural BRBF en la Dirección Y. 150

Tabla 25. Verificación de irregularidad torsional en la Dirección X. 151

Tabla 26. Verificación de irregularidad torsional en la Dirección Y. 151

Tabla 27. Centro de masa y rigidez de la estructura.....151

Tabla 28. Cortante Estática y Dinámica del sistema estructural BRBF. 152

Tabla 29. Coeficientes de pseudoaceleración para el sistema de Muros Estructurales.....153

Tabla 30. Peso por metro cuadrado de la edificación. 155

Tabla 31. Participación Modal del edificio de Concreto Armado.....155

Tabla 32. Periodos de la estructura del sistema estructural de Concreto Armado. 155

Tabla 33. Derivas del edificio de concreto armado en la Dirección X.....156

Tabla 34. Derivas del edificio de concreto armado en la Dirección Y.....157

Tabla 35. Verificación de irregularidad torsional en la Dirección X. 158

Tabla 36. Verificación de irregularidad torsional en la Dirección Y. 158

Tabla 37. Centro de masa y rigidez de la estructura.....158

Tabla 38. Cortante Estática y Dinámica del sistema estructural de concreto armado.....159

Tabla 39. Carga vertical total soportada por el piso empleando las combinaciones de carga LRFD. 164

Tabla 40. Partidas consideradas para los sistemas estructurales de acero. 188

Tabla 41. Partidas de presupuesto consideradas para el sistema estructural de muros estructurales. 189

Tabla 42. Comparación de pesos por metro cuadrado de los sistemas estructurales en estudio. 191

Tabla 43. Costos por m2 de los sistemas estructurales en estudio. 193

Lista de figuras

Figura 1. Curva de tensión - deformación 22

Figura 2. Versión idealizada de la curva tensión-deformación. 25

Figura 3. Curva típica de tensión-deformación para aceros de alta resistencia 26

Figura 4. Efecto Bauschinger en la respuesta cíclica del acero. 27

Figura 5. Tensión residual en secciones de ala ancha laminadas en caliente. 28

Figura 6. Perfiles W y M. 31

Figura 7. Perfil "S". 31

Figura 8. Perfiles H. 32

Figura 9. Perfiles C y MC. 33

Figura 10. Ángulos. 33

Figura 11. Tes Estructurales. 34

Figura 12. Barras y placas. 34

Figura 13. Tubos y Secciones Estructurales Huecas. 35

Figura 14. Secciones Compuestas. 36

Figura 15. Esquema del comportamiento inelástico de CBF 37

Figura 16. Pandeo inelástico de la riostra después del terremoto: (a) Riostra con relación de esbeltez baja; (b) Riostra con relación de Esbeltez alta. 38

Figura 17. Configuraciones CBF permitidas y prohibidas en regiones sísmicas: (a hasta c) pórticos con arriostramiento en X; (d y e) pórticos con arriostramiento en V invertido y en V; (f y g) Pórticos con arriostramiento en K y con arriostramiento en K doble. 40

Figura 18. Histéresis de una riostra bajo carga axial cíclica. 41

Figura 19. Comportamiento cíclico de riostras con relaciones de esbeltez de 120, 80 y 40: (a, b, c) Curvas de histéresis de fuerza axial versus desplazamiento axial. 45

Figura 20. Comportamiento cíclico de riostras con relaciones de esbeltez de 120, 80 y 40: (d, e, f) fuerza axial versus desplazamiento lateral de la riostra. 46

Figura 21. Envolventes normalizadas para riostras: (a) Comparación de la fuerza axial normalizada frente al desplazamiento axial normalizado; (b) Definición gráfica de envolvente. 48

Figura 22. Formas pandeadas elásticas e inelásticas para vigas en forma de I: (b) condiciones de extremo fijo con pasador. 49

Figura 23. Curvas histeréticas para riostras con diferentes condiciones finales. 50

Figura 24. Curvas histeréticas para riostras con diferentes formas de sección transversal. 51

Figura 25. Definición de capacidad de pandeo normalizada 53

Figura 26. Ejemplo de resistencia a la compresión máxima normalizada alcanzada con datos de ciclos repetidos $Cr''Cr$ $(1st)$ 54

Figura 27. Definición de capacidad de pandeo normalizada 55

Figura 28. Ejemplo de resistencia a la compresión máxima normalizada alcanzada con datos de ciclos repetidos, $Cr''Cr$ $(último)$.....56

Figura 29. Ejemplo de resistencia a la compresión máxima normalizada alcanzada con datos de ciclos repetidos, $Cr''Cr$ $(1st/último)$ 56

Figura 30. Resistencia a la compresión posterior al pandeo. 57

Figura 31. Pandeo local axial en riostras construidas: (a) inicio del pandeo local; (b) fractura posterior a ciclos de desplazamientos inelásticos, para riostras con alma enrejada; (c) y (d) lo mismo para la viga con alma reforzada. 61

Figura 32. Etapas de fractura de tirantes cargados cíclicamente: (a) pandeo local desarrollado durante el pandeo fuera del plano; (b) tirante abrochado y reforzado con una deriva del 0,67%; (c) desgarros iniciales en la esquina de la riostra enderezada con una deriva del 0,67%; (d) pandeo fuera del plano de la riostra; (e) punto correspondiente de inicio de la fractura en la riostra reforzada con una desviación del 1,34%; (f) esquinas fracturadas; (g) cara fracturada; (h) fractura completa. 63

Figura 33. Secciones pandeadas de elementos de arriostramiento.....64

Figura 34. Diseños de riostras para asegurar una fuerza lateral equilibrada: (a y c) diseños inaceptables; (b y d) diseños alternativos aceptables. 68

Figura 35. Comparación de las resistencias para el diseño en función de la resistencia a la compresión (T/C) frente al supuesto de sólo tensión (T/O): (a) resistencia a la compresión y resistencia a la compresión posterior al pandeo degradada en función del área de la riostra; (b) área de arriostramiento en función de la fuerza de diseño lateral; (c) suma de las resistencias de las riostras en función de la fuerza de diseño lateral. 70

Figura 36. Respuesta de pandeo fuera del plano de la muestra en estudio. (a) bajo una gran deriva negativa de piso; (b) deformación cercana a cero; y (c) bajo una gran deriva positiva de piso. 72

Figura 37. Fuerzas que actúan sobre la viga del pórtico con arriostramiento en V invertido debido a una resistencia desequilibrada.....74

Figura 38. Mecanismo de colapso indeseable del marco en V invertido con rótulas en la viga. 75

Figura 39. Mecanismo de colapso del marco K-arriostrado, con rótula en la columna. 76

Figura 40. Comparación de las fuerzas de diseño para una columna central a partir de resultados de análisis elásticos amplificados y de principios de diseño de capacidad. 78

Figura 41. Requisitos de riostra a cartela para pandeo fuera del plano de riostra.....81

Figura 42. Modos de falla indeseables en marcos con arriostramientos concéntricos: (a) fractura de la sección del arriostramiento de barra plana; (b) vista global del mismo edificio; (c) fractura de la sección de la riostra en forma de W; (d) fractura de la soldadura de la viga; (e) pandeo y fractura de la cartela. 82

Figura 43. Refuerzo endurecido que muestra evidencia de deformación dúctil 83

Figura 44. Refuerzos con longitud libre recomendada: (a) implementación en una estructura de acero; (b) evidencia de rótulas (reveladas por una placa en escamas) durante la prueba. ...83

Figura 45. Concepto alternativo de línea de fluencia elíptica para el diseño de cartelas: (a) concepto; (b) patrón de fluencia en el refuerzo de diseño correspondiente. 84

Figura 46. Refuerzo en cartela. 85

Figura 47. Tamaños de cartela desproporcionado. 85

Figura 48. Comportamiento de Riostra Convencional vs BRB. 87

Figura 49. Tipos de conexiones BRB en edificios: (a) BRB con conexión soldada, (b) BRB con conexión fija, (c) BRB con conexión empernada. 87

Figura 50. Comportamiento de una riostra convencional (a) y una de pandeo restringido 89

Figura 51. Curva de Fuerza de Compresión vs Relación de Esbeltez. 91

Figura 52. Gráfico histerético típico para un BRB. 92

Figura 53. Detalle de una riostra de pandeo restringido. 93

Figura 54. Componente de BRB. 94

Figura 55. BRB entre paneles de concreto prefabricado. 95

Figura 56. Secciones transversales de varios BRB desarrollados en Japón. 95

Figura 57. Secciones transversales de BRB en estudio. 96

Figura 58. Respuesta cíclica de cuatro probetas. 97

Figura 59. Concepto de columnas con camisa de reforzamiento. 98

Figura 60. Respuesta de histéresis típica de BRB. 99

Figura 61. Fallo localizado debido a una resistencia insuficiente del hormigón. 100

Figura 62. Pandeo del núcleo de acero en un BRB. 100

Figura 63. Ensayo de geometría del subensamblaje: (a) Geometría (unidades en mm); (b) Detalles de la conexión de la riostra; (c) Pandeo en el extremo de la riostra. 102

Figura 64. Pandeo de cartela BRB y un esquema de refuerzo: (a) Unión de cartela no reforzada; (b) Unión de cartela con refuerzo de borde. 103

Figura 65. Detalle mejorado de conexión viga-columna-riostra. 104

Figura 66. Configuraciones típicas de BRB. 105

Figura 67. Configuración de Pórtico Híbrido. 106

Figura 68. Efecto de la fuerza de gravedad en la viga $\beta = 1$. 108

Figura 69. Efecto de la fuerza de gravedad en la viga $\beta > 1$. 109

Figura 70. Definición de ω y β de un BRB. 111

Figura 71. Recomendaciones para predimensionamiento de riostras. 114

Figura 72. Imagen 3D del edificio en estudio. 122

Figura 73. Vista Frontal del edificio. 122

Figura 74. Vista en planta del primer nivel. 123

Figura 75. Planta típica del 2do al 8 nivel. 123

Figura 76. Estratigrafía del suelo explorado. 125

Figura 77. Geometría en planta del edificio. 126

Figura 78. Pórtico en Sentido X 127

Figura 79. Pórtico en sentido Y. 128

Figura 80. Características técnicas del perfil Tipo AD-600. 129

Figura 81. Patrones de Carga para los niveles del 1ro al 7mo. 129

Figura 82. Patrones de carga del último nivel. 130

Figura 83. Releases aplicados en el edificio. 131

Figura 84. Releases aplicados en el eje 1. 132

Figura 85. Perfiles de CoreBrace para utilizar en ETABS. 133

Figura 86. Cálculo de la Rigidez Axial Efectiva mediante Software. 134

Figura 87. Planta de edificio de concreto armado. 135
Figura 88. Set de cargas para los niveles del 01 al 07. 136
Figura 89. Set de cargas para el nivel 08. 136
Figura 90. Edificio con sistema estructural SCBF. 137
Figura 91.Espectro de respuesta del sistema SCBF. 138
Figura 92. Representación de las derivas de piso en el edificio SCBF en la dirección X. 140
Figura 93. Representación de las derivas de piso en el edificio SCBF en la dirección Y 141
Figura 94. Configuración de riostras en Pórtico SCBF. 142
Figura 95. Comportamiento de derivas con configuración de riostras en "X". 142
Figura 96. Cortante Dinámica por piso en Dirección X. 145
Figura 97. Cortante Dinámica por piso en Dirección Y. 145
Figura 98. Edificio con sistema estructural BRBF. 146
Figura 99. Espectro de respuesta del sistema BRBF. 147
Figura 100. Representación de las derivas de piso en el edificio BRBF en la dirección X. ..149
Figura 101. Representación de las derivas de piso en el edificio BRBF en la dirección Y. ..150
Figura 102. Cortante Dinámica por piso en Dirección X. 152
Figura 103. Cortante Dinámica por piso en Dirección Y. 153
Figura 104. Vista 3D del Edificio de Concreto Armado. 154
Figura 105. Espectro de Respuesta de Muros Estructurales. 154
Figura 106. Representación de las derivas de piso del edificio de concreto armado en la dirección X. 156
Figura 107. Representación de las derivas de piso del edificio de concreto armado en la dirección Y. 157
Figura 108. Cortante Dinámica por piso en Dirección X. 159
Figura 109. Cortante Dinámica por piso en Dirección Y. 160
Figura 110. Combinaciones de carga para diseño. 160
Figura 111. Carga amplificada de gravedad de la columna del Eje 1-D, del primer nivel. 162
Figura 112. Momento amplificado de gravedad de la columna del Eje 1-D, del primer nivel. 162

Figura 113. Carga amplificada de fuerzas laterales de la columna del Eje 1-D, del primer nivel. 163

Figura 114. Momento amplificado de fuerzas laterales de la columna del Eje 1-D, del primer nivel. 163

Figura 115. Momento y Cortante últimos para diseño de Vigueta. 164

Figura 116. Momento y Cortante últimos para diseño de Viga X-X. 165

Figura 117. Momento y Cortante últimos para diseño de Viga Y-Y. 165

Figura 118. Comparación de Perfiles W y HSS sujetos a compresión. 166

Figura 119. Presiones sobre el terreno para el Sistema Estructural SCBF. 167

Figura 120. Presiones sobre el terreno para el Sistema Estructural BRBF. 168

Figura 121. Geometría de la conexión de viga y ala de columna. 169

Figura 122. Geometría de la conexión de viga a alma de columna. 169

Figura 123. Resistencia al corte de los pernos utilizados en la conexión. 170

Figura 124. Conexión Viga-Columna y riostra. 171

Figura 125. Conexión Chevron. 172

Figura 126. Diagrama de cuerpo libre en conexión Chevron. 173

Figura 127. Fuerzas en la sección a-a (se muestran las direcciones positivas). 173

Figura 128.Fuerzas en la Sección b-b (se muestran las direcciones positivas). 174

Figura 129. Detalle de Conexión Precalificada. 175

Figura 130. Representación de la colocación de barras de anclaje. 175

Figura 131. Parámetros de diseño para columnas. 176

Figura 132. Diseño de columna a dos caras y comprobación del método de la carga recíproca. 176

Figura 133. Análisis de columna a cuatro caras. 177

Figura 134. Diagramas de interacción de la columna diseñada. 177

Figura 135. Detalle de la distribución de acero en columnas. 178

Figura 136. Momentos de diseño y cálculo del área de acero para la viga de los ejes 2-2, 3-3 178

Figura 137. Elección de las barras de refuerzo y verificación de la cuantía utilizada. 179

Figura 138. Distribución de acero longitudinal en la viga del pórtico 1, nivel 8. 179
Figura 139. Cortes de la Viga mostrada en la imagen anterior. 180
Figura 140. Detalle de losa aligerada. 180
Figura 141. Diseño de losa aligerada del primer nivel. 181
Figura 142. Elección de barras de acero para losa aligerada de una dirección. 181
Figura 143. Diseño por cortante y acero de temperatura para losa aligerada. 182
Figura 144. Momentos y parámetros de diseño para Losa Maciza. 182
Figura 145. Diseño de refuerzo en dirección X. 183
Figura 146. Parámetros para diseño de muros y cálculo de acero en los bordes. 183
Figura 147. Diagrama de interacción Pu y M3 de Muro de Corte "P1". 184
Figura 148. Diagrama de interacción Pu-M2 de Muro de Corte "P1". 184
Figura 149. Muro de Corte "P1" en Section Designer. 185
Figura 150. Distribución de acero para Muro de Corte 01. 185
Figura 151. Diseño a corte por capacidad de Muro de Corte 01.....186
Figura 152. Configuración de platea de cimentación. 187
Figura 153. Presiones del terreno en SAFE. 187

Resumen

La investigación presentada tiene el propósito de realizar una comparación entre dos sistemas estructurales de acero: SCBF (Pórticos Especiales con Arriostramiento Concéntrico) y BRBF (Pórticos con Arriostramiento de Pandeo Restringido) y el sistema estructural de concreto armado en la ciudad de Chiclayo. Se utilizó la norma ASCE 7-16 y E030-2018 para realizar el análisis sísmico correspondiente, obteniendo secciones W16x26 y W16x31 para vigas, W18x65 para columnas, perfiles HSS 5 ½" x 5 ½" x 3/8" para las riostras del sistema SCBF y HSS 200mm x 200m x40mm para el sistema BRBF. Los elementos estructurales del sistema de concreto armado son Muros de Corte de 25cm de espesor, columnas de 45x70cm, 30x60cm, 35x70cm y vigas de 30x50cm en ambas direcciones. Del análisis estructural realizado se obtuvieron derivas máximas en la dirección X para los sistemas estructurales en estudio (0.0095 en SCBF, 0.0099 en BRBF y 0.0056 en Muros Estructurales). Las fuerzas cortantes obtenidas fueron de 287.01 ton. y 288.66 ton. para las direcciones X e Y en el sistema SCBF, 277.24 ton. en dirección X y 275.17 ton. en dirección Y para el sistema BRBF, mientras que en Muros Estructurales se obtuvo una cortante basal de 766.90 ton. en dirección X y 754.16 ton. en dirección Y. Finalmente, el edificio SCBF resultó ser el óptimo a elegirse, pues posee un precio por metro cuadrado de S/. 551.99 y es más liviano lo cual permitirá un fácil montaje de sus piezas.

Palabras clave: acero estructural, riostras, conexiones, BRBF, SCBF.

Abstract

The research presented has the purpose of making a comparison between two steel structural systems: SCBF (Special Frames with Concentric Bracing) and BRBF (Frames with Restricted Buckling Bracing) and the reinforced concrete structural system in the city of Chiclayo. The ASCE 7-16 and E030-2018 standards were used to perform the corresponding seismic analysis, obtaining sections W16x26 and W16x31 for beams, W18x65 for columns, HSS profiles 5 ½" x 5 ½" x 3/8" for the braces of the system. SCBF and HSS 200mm x 200m x40mm for the BRBF system. The structural elements of the reinforced concrete system are 25cm thick Shear Walls, 45x70cm, 30x60cm, 35x70cm columns and 30x50cm beams in both directions. From the structural analysis carried out, maximum drifts in the X direction were obtained for the structural systems under study (0.0095 in SCBF, 0.0099 in BRBF and 0.0056 in Structural Walls). The shear forces obtained were 287.01 tons. and 288.66 ton. for the X and Y directions in the SCBF system, 277.24 ton. in the X direction and 275.17 ton. in the Y direction for the BRBF system, while in Structural Walls a basal shear of 766.90 tons was obtained. in the X direction and 754.16 ton. in the Y direction. Finally, the SCBF building turned out to be the optimal one to be chosen, since it has a price per square meter of S/. 551.99 and it is lighter which will allow an easy assembly of its parts.

Keywords: structural steel, braces, connections, BRBF, SCBF.

Introducción

En la actualidad el acero estructural se ha convertido en un material de construcción ideal para la construcción de edificios emblemáticos, los cuales presentan una arquitectura particular y sobre todo se construyen en zonas de alta sismicidad siendo una muy buena opción técnica la cual nos permite hacer modificaciones, permitiendo incorporar ascensores, escaleras y otros requerimientos mecánicos o arquitectónicos así como también reforzar la estructura de manera fácil y económica [1].

La sustentabilidad que ofrece un edificio de acero es un aspecto que se está considerando en la actualidad, pues este material no solo se puede reciclar, sino que puede rehusarse para crear nuevos mobiliarios que pueden ser destinados a la gestión de residuos sólidos. Sin embargo, la tendencia del reciclado de materiales en la construcción invierte tiempo y dinero para tratar de convertir a al concreto en un material útil después de completado su periodo de vida en una edificación pese a que la Cement Sustainability Initiative (CSI) menciona que el concreto no se puede reciclar como tal si no que solo puede ser utilizado como árido para subbase vial o como árido para la fabricación de concreto [2].

En el Perú la utilización de acero estructural para la construcción de edificios es una práctica poco adoptada en proyectos, pues esto puede ser debido a la falta de innovación en nuestro sector de la construcción y la falta de capacidad técnica para el diseño, construcción y mantenimiento de estas estructuras. Sin embargo, otra es la realidad en cuanto a términos de producción, ya que el Perú genera un aproximado de 1 569 mil toneladas de acero largo, lo cual es usado para diferentes industrias, pero en la construcción apenas tiene un porcentaje de uso para el sector construcción [3].

Debido a la zona sísmica en la que se encuentra la Región Lambayeque la demanda por el usos de sistemas sismorresistentes es prioridad para los profesionales involucrados en el sector de la construcción, ante ello los edificios de mediana altura con sistemas estructurales de concreto armado y albañilería confinada son muy comunes en nuestra ciudad, su proceso de construcción implica mayores tiempos en su construcción, pues se requiere de un encofrado, lo cual implica su habilitación, vaciado, y un tiempo de espera para que el concreto alcance su resistencia requerida y finalmente el desencofrado de los elementos estructurales [4].

Otros problemas conocidos en edificios de concreto armado relacionados al comportamiento estructural es la poca resistencia a la tracción, relación resistencia vs peso muy por debajo a comparación del acero estructural, los elementos estructurales pueden fallar muy temprano si no se ha realizado un estricto control de calidad durante su elaboración y presenta

deformaciones variables con el tiempo (Bajo cargas sostenidas, las deflexiones en los elementos estructurales se incrementan con el tiempo) [5]. Además, su utilización en diseños arquitectónicos modernos es muy compleja, pues dada las formas del edificio, altura y grandes luces, lo cual se tendría que utilizar columnas y vigas muy esbeltas y como resultado se tendría una construcción con mucho más peso y volumen, impactando de manera negativa en los costos de la cimentación y más aún cuando la resistencia del suelo es baja, como la que posee algunas zonas de nuestra ciudad de Chiclayo [6].

En tal sentido, esta investigación es viable en tres aspectos: científico, social y ambiental. El primero dirigido a mostrar las cualidades de los sistemas estructurales de acero para su adopción en futuros proyectos de la ciudad, permitiendo obtener edificaciones de calidad en un periodo de construcción muy corto. El segundo está encaminado a aportar un sistema estructural de acero que puede ser utilizado para construir edificios con un buen desempeño ante un evento sísmico, salvaguardando la integridad de sus ocupantes. Y el último aporta un valor agregado con respecto a mejorar la calidad del ambiente sin la emisión de CO2 durante la construcción de edificios de acero.

Es por lo que la investigación presentada tiene como objetivo principal Efectuar el análisis comparativo del diseño de los sistemas estructurales de acero Pórticos de Arriostramiento Concéntrico (SCBF), Pórticos con Arriostramiento de Pandeo Restringido (BRBF) para un edificio de ocho niveles en la ciudad de Chiclayo con el fin de evaluar ventajas y desventajas técnicas y económicas. Los objetivos específicos. (a) Analizar y realizar la estructuración del edificio de 8 niveles basados en los planos de arquitectura utilizando pórticos de arriostramientos concéntricos y pórticos de pandeo restringido. (b) Analizar y realizar la estructuración del edificio de 8 niveles basados en los planos de arquitectura utilizando un sistema estructural de concreto armado para utilizarlo como referencia en el apartado económico. (c) Analizar los parámetros del estudio de mecánica de suelo a través de estudios similares para la zona de estudio. (d) Diseñar los elementos estructurales de la edificación en estudio respetando los lineamientos de la Norma E030 y AISC respectivamente. (e) Diseñar los elementos estructurales de concreto armado para la edificación de ocho niveles utilizando las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones. (f) Realizar el diseño de la cimentación para la subestructura de concreto armado y la superestructura metálica del edificio. (g) Utilizar Software SAP2000, ETABS y SAFE para el análisis estructural de los sistemas estructurales de acero y concreto armado en estudio. (h) Utilizar Software REVIT para la obtención de metrados y presupuestos de la especialidad de estructuras. (i) Comparar los cambios arquitectónicos generados al realizar la comparación de los sistemas estructurales en estudio.

Revisión de literatura

Antecedentes del problema

Se han realizado pocas investigaciones respecto al análisis y diseño de Pórticos con Arriostramiento de Pandeo Restringido (BRBF), sin embargo, a nivel internacional abundan investigaciones relacionadas a los sistemas en estudio como las que se muestran a continuación:

López B. y Álvarez M. en su tesis denominada: "Diseño De Edificio De Acero De Ocho Niveles Con Sistemas De Marcos Arriostrados Concéntricamente (SCBF)", elaborado en Managua, Nicaragua, obtuvo un desplazamiento máximo de 4cm, teniendo en cuenta que se utilizó el método modal espectral simulando el terremoto de Managua de 1972 en el análisis sísmico de la estructura [7].

Ortiz O. [8] en su tesis denominada: "Diseño Del Sistema Sismorresistente De Una Estructura Utilizando Pórticos Con Riostras De Pandeo Restringido (BRBFs)", elaborado en la Ciudad de Cuenca, Ecuador: obtuvieron una deriva máxima de un 3.28% en el tercer piso y una fuerza de tracción máxima en las riostras de 87.25 ton. mediante el análisis por desempeño y un periodo de retorno de 2500 años.

Cancelado, Román Andrés [9] en su artículo científico: "Caracterización experimental de riostras de pandeo restringido a escala sometidas a cargas cíclicas", elaborado en Bogotá, Colombia; sostiene que no existe degradación de la rigidez en las curvas de histéresis y las deformaciones axiales inelásticas acumuladas de las probetas es superior al recomendado por la Norma NRS-10 del capítulo F. Esas conclusiones están basadas en un análisis de 4 probetas (BRB) fabricadas en el laboratorio de la Universidad de Los Andes con un peso aproximado de 1KN, una longitud de 7m y con formas cuadradas y circulares. Por requerimientos de laboratorio las probetas fueron sometidas a un actuador dinámico con una fuerza de 50tn y a una frecuencia de 10 segundos por cada ciclo de carga (0.1Hz).

Muazzam Muhib [10] en su tesis denominada: "Quantification Of Energy Demand For Buckling-Restrained Braces" señala que para evaluar el rendimiento de los BRB se utilizan parámetros relacionados con la deformación, como la deriva y el historial de carga basado en la ductilidad en lugar de evaluar la demanda de energía de los BRB durante la excitación sísmica. Es por ello por lo que plantea ecuaciones empíricas para cuantificar la demanda sísmica de los BRB en un edificio de 5 niveles, estas se obtuvieron mediante el estudio de una gama de sistemas de un solo grado de libertad y una serie de prototipos de edificios de 3 a 8 niveles. Los

resultados mostraron que la demanda de energía obtenida mediante la aplicación del método propuesto es similar a la media de la demanda obtenida del análisis tiempo-historia, asegurando la eficacia y eficiencia para cuantificar la demanda de energía para edificios con BRB.

Sitler, B., Takeuchi, T., Matsui, R., Terashima, M., Terazawa, Y., en su artículo científico:" Experimental Investigation Of a Multistage Buckling-Restrained Brace" menciona que los BRB ofrecen excelentes características de disipación de energía, sin embargo, su baja rigidez posterior al rendimiento de una edificación puede dar lugar a desviaciones residuales y una concentración de deriva intersticial cuando se usa en pórticos simples. Debido a ello presenta un modelo de riostra con dos núcleos, LYP (Punto de Bajo Rendimiento) y HYP (Punto de Alto Rendimiento) los cuales durante un evento sísmico disipan energía y proporcionan una fuerza restauradora elástica. Este modelo fue sometido a una tensión de 384 kN donde se observó una mejora del amortiguamiento (10% a 20%) y un aumento en la capacidad de fatiga superior a tres veces los criterios de aceptación del AISC 341-16 [11].

Arroyo, C. en su tesis denominada: "Análisis Comparativo del Diseño Estructural de una Edificación con Sistema de Acero Convencional y Acero con Amortiguadores, en la Ciudad de Chiclayo" [12]. Tuvo como objetivo principal realizar un análisis comparativo entre los sistemas ya mencionados con el fin de evaluar ventajas y desventajas técnicas, económicas y ambientales en un edificio de 8 niveles correspondiente a la nueva Sede del Proyecto Especial Olmos – Tinajones (PEOT). Las conclusiones del análisis técnico-obtenidos fueron las siguientes: Se obtuvo un peso de 0.628 ton/m2 en el edificio, con ambos sistemas estructurales se lograron disminuir considerablemente las derivas de entre piso, obteniendo unas derivas máximas de 0.0038 para disipadores de fluido viscoso y 0.01 para el sistema arriostrado. En los resultados del análisis económico se obtuvo que el costo por metro cuadrado más barato es el de sistema con disipadores ($573.26 dólares/m2) frente a un precio de $493.3 dólares por m2 del sistema arriostrado.

Corzo, D. y Saldaña Y. en su tesis denominada: "Comparación de diseños estructurales de edificaciones metálicas con edificaciones de concreto armado para determinar el diseño más rentable en la construcción de viviendas multifamiliares" elaborado en la ciudad de Lima. Se concluyó que el edificio de acero estructural es el óptimo, pues se tiene una diferencia de precios de $68.92 por m2 y una ventaja en los tiempos de construcción de 50 días comparándolo con el edificio de concreto armado [4].

Bases Teórico Científicas

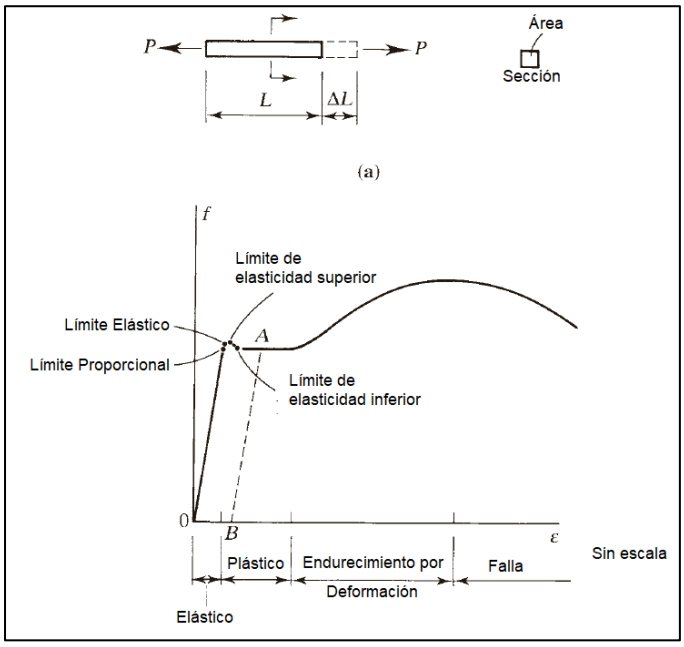
Acero Estructural

El acero estructural es un material fabricado industrialmente que proporciona un control de calidad adecuado para su uso en trabajos de construcción. Debido a su alta resistencia, rigidez y ductilidad, este material es altamente recomendado para su uso en estructuras sísmicas.

Además, se rige bajo los parámetros de la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM),) la cuál especifica las recomendaciones para su fabricación y uso. Antes de la década de 1960, el acero estructural utilizado en la construcción de edificios en los Estados Unidos se hizo principalmente de grado ASTM A7, con un límite elástico mínimo especificado de 33 ksi, sin embargo actualmente este material ha evolucionado y El Manual de Construcción del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC) especifica los diferentes tipos de acero estructural utilizados en construcción de edificios, además hace referencia a la norma ASTM la especificación designada para cada tipo, y las correspondientes propiedades de límite elástico y resistencia última (ver Tabla 1).

Las propiedades del acero que son de mayor interés para los ingenieros estructurales se pueden confirmar interpretando los resultados de las pruebas de tracción. Como se muestra en la Figura 1, cuando la muestra se somete a una carga axial P, la tensión y la deformación se pueden calcular de la siguiente manera:

Figura 1. Curva de tensión - deformación



Fuente: Segui, William T. 2017. Steel Design.

Tabla 1. Esfuerzo de tracción y resistencia a la tracción máxima del acero estructural.

Tipo de Acero	Especificación de Acero Estructural según ASTM	Fy (ksi)	Fu (ksi)
Acero al carbono	A36	36	58–80
	A53 Grado B	35	60
	A500 Grado B	42 o 46	58
	A500 Grado C	46 o 50	62
	A529	50	65-100
		55	70-100
Alta resistencia, baja aleación	A913	50	6
		60	75
		65	80
		70	90
	A992	50	65
	A572	50	65
Resistente a la corrosión, alta resistencia, baja aleación.	A242	50	70
	A588	50	70

Adoptado de Aghayere, Abi; Vigil, Jason: Structural Steel Design.

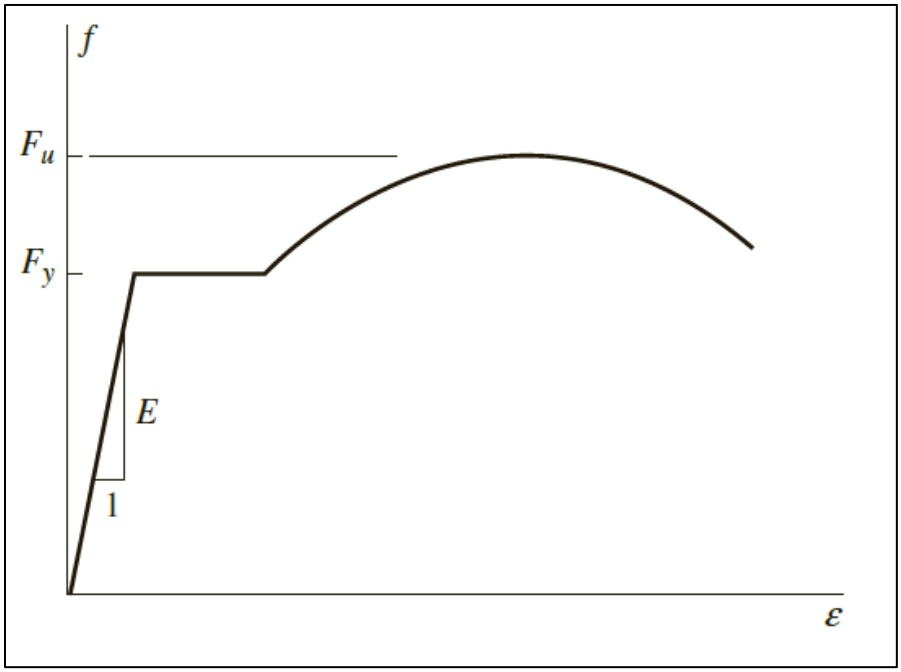
Si la carga aumenta gradualmente desde cero hasta el punto de falla y se calculan los esfuerzos y deformaciones para cada ciclo, se puede trazar una curva de esfuerzo-deformación como se muestra en la Figura 1. La relación entre tensión y deformación es lineal hasta el límite proporcional, pues este material obedece a la ley de Hooke. Después de eso, se alcanza rápidamente un valor máximo, el límite de elasticidad superior, seguido de una nivelación en el límite de elasticidad inferior. Entonces, la tensión permanece constante, aunque la tensión continúa aumentando. En esta etapa de carga, la muestra de prueba continúa alargándose

mientras no se retire la carga, aunque no se pueda aumentar la carga. Esta región de tensión constante se denomina meseta de elasticidad o rango plástico. A una deformación de aproximadamente 12 veces la deformación en la elasticidad comienza el endurecimiento por deformación, y se requiere una carga (y tensión) adicional para causar un alargamiento (y deformación) adicional. Se alcanza un valor máximo de tensión, después de lo cual la muestra comienza a "hundirse" a medida que la tensión disminuye al aumentar la tensión y se produce la fractura. Aunque la sección transversal se reduce durante la carga (efecto Poisson), el área de la sección transversal original se usa para calcular todos los esfuerzos. La tensión calculada de esta manera se conoce como tensión de ingeniería. Si se utiliza la longitud original para calcular la deformación, se denomina deformación de ingeniería [13].

El límite elástico de un material es la tensión entre el límite proporcional y el límite elástico superior. Esta tensión permite descargar la muestra sin deformación permanente. La descarga sigue el mismo camino durante la carga y sigue la parte lineal del gráfico. Esta parte del diagrama tensión-deformación se denomina región elástica. Más allá del límite elástico, la descarga se realizará a lo largo de una línea recta paralela a la parte lineal inicial de la trayectoria de carga y habrá una deformación permanente. Por ejemplo, si la carga se retira en el punto A de la Figura 1, la descarga se realizará a lo largo de la línea AB, lo que dará como resultado la deformación permanente OB.

En la Figura 2 el límite proporcional, el límite elástico y los puntos de fluencia superior e inferior están todos muy próximos entre sí y se tratan como un único punto llamado punto de fluencia, definido por la tensión F_y. El otro punto de interés para el ingeniero estructural es el valor máximo de tensión que puede alcanzarse, llamado resistencia a la tracción máxima, F_u. La forma de esta curva es típica de los aceros estructurales suaves, que se diferencian entre sí principalmente en los valores de F_y y F_u. La relación de tensión a deformación dentro del rango elástico, denotada E y llamada módulo de Young, o módulo de elasticidad, es la misma para todos los aceros estructurales.

Figura 2. Versión idealizada de la curva tensión-deformación.

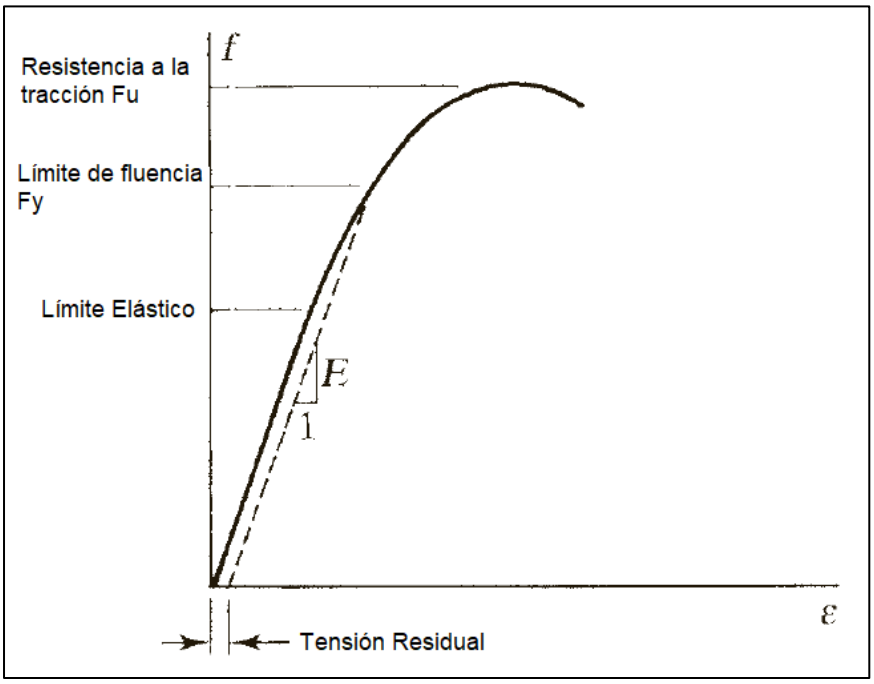


Fuente: Segui, William T. 2017. Steel Design.

La Figura 3 muestra una curva típica de tensión-deformación para aceros de alta resistencia, que son menos dúctiles que los aceros suaves discutidos hasta ahora. Aunque hay una proporción elástica lineal y una resistencia a la tracción distinta, no hay un límite de fluencia o una meseta de fluencia bien definidos. Para utilizar estos aceros de mayor resistencia de manera coherente con el uso de aceros dúctiles, se debe elegir algún valor de tensión como valor de F_y para que se puedan utilizar los mismos procedimientos y fórmulas con todos los aceros estructurales. Aunque no existe un límite de fluencia, es necesario definir uno. Como se mostró anteriormente, cuando un acero se esfuerza más allá de su límite elástico y luego se descarga, el camino seguido hasta el esfuerzo cero no será el camino original desde el esfuerzo cero; será a lo largo de una línea que tenga la pendiente de la parte lineal de la trayectoria seguida durante la carga, es decir, una pendiente igual a E, el módulo de elasticidad. Por lo tanto, habrá una tensión residual, o fraguado permanente, después de la descarga. El límite elástico para el acero con una curva de esfuerzo-deformación del tipo que se muestra en la Figura 3 se llama límite elástico y se define como el esfuerzo en el punto de descarga que corresponde a una deformación permanente de una cantidad definida arbitrariamente. Por lo general, se selecciona una deformación de 0,002 y este método para determinar el límite elástico se denomina método de compensación del 0,2%. Como se mencionó anteriormente, las dos propiedades que generalmente se necesitan en el diseño de acero estructural son F_u y F_y, independientemente de la forma de la curva tensión-deformación e independientemente de cómo se obtuvo F_y. Por

esta razón, se utiliza el término genérico límite de fluencia, y puede significar límite de fluencia o límite de fluencia.

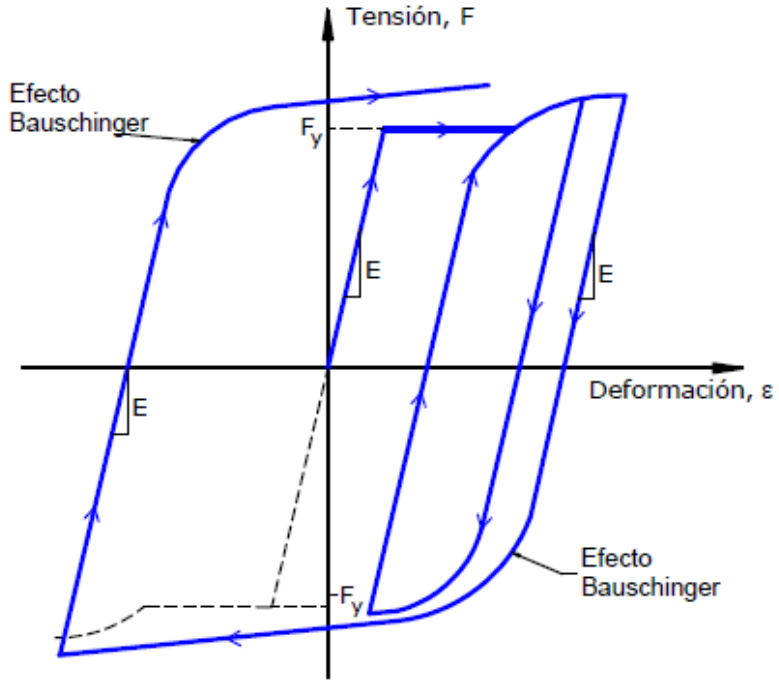
Figura 3. Curva típica de tensión-deformación para aceros de alta resistencia



Fuente: Segui, William T. 2017. Steel Design.

El efecto Bauschinger es una característica importante por resaltar ya que es un comportamiento particular del acero y sus causas se deben a la estructura policristalina del material y a los planos de deslizamiento que se originan cuando ocurre la fluencia del acero. Cuando se aplica una carga monótona al material, el inicio de la fluencia es claramente visible en el diagrama de tensión-deformación por una ruptura significativa, como se muestra en la Figura 1. No obstante, cuando las cargas se aplican en forma periódica, luego de incursionar en rango plástico, el paso de la rama de carga o recarga (con pendiente proporcional al módulo de elasticidad E) a la rama de fluencia se produce en forma gradual, sin mostrar un quiebre marcado del diagrama, como se indica en la Figura 4 [14].

Figura 4. Efecto Bauschinger en la respuesta cíclica del acero.



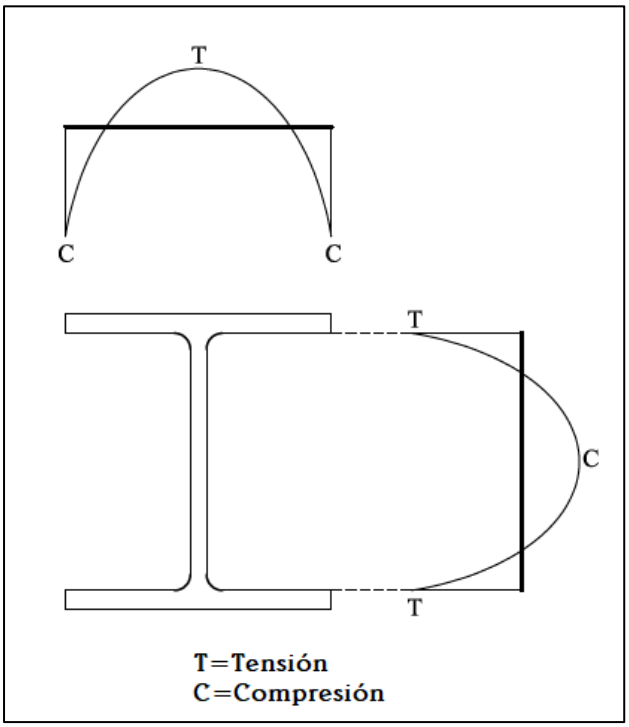
Fuente: Javier, Crisafulli: Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero.

Tensiones Residuales

Debido a las diferentes velocidades de enfriamiento en un miembro de acero estructural durante las etapas finales del proceso de fabricación (es decir, durante el proceso de laminación), existirán tensiones longitudinales iniciales en el miembro antes de que se aplique cualquier carga. Estas tensiones longitudinales no uniformes preexistentes que son causadas por las diferentes velocidades de enfriamiento de las diferentes fibras de la sección de acero se denominan tensiones residuales. Las fibras que son las primeras en enfriarse (por ejemplo, las puntas de los perfiles de patín ancho y la sección media de la membrana) desarrollarán tensiones residuales de compresión a medida que restringen las fibras que son las últimas en enfriarse (por ejemplo, El interior de las alas anchas cerca de las almas y los extremos de las alas que desarrollan tensiones residuales de tensión). Otros procesos que podrían dar lugar a tensiones residuales incluyen el doblado o enderezamiento en frío, el corte térmico de elementos estructurales, el calor generado por la soldadura de elementos estructurales y el enfriamiento desigual de los elementos que componen el elemento. Sin embargo, las tensiones residuales generalmente están en equilibrio interno en una sección de acero estructural tal como lo muestra la Figura 5 y, aunque pueden resultar en el logro prematuro de una acción inelástica bajo carga, no tienen impacto en el momento plástico o la capacidad de tensión (es decir, la resistencia) de un miembro de acero, debido a la ductilidad del acero estructural. No obstante, las tensiones

residuales afectan la relación carga-deformación y la rigidez de un elemento estructural, además las tensiones residuales también provocan fracturas cuando se producen tensiones residuales de tensión excesiva en combinación con otras condiciones. El impacto de los esfuerzos residuales es más significativo para los elementos cargados axialmente, como las columnas, porque causa una reducción en el módulo de elasticidad, lo que resulta en una reducción de la carga de pandeo de Euler. Los esfuerzos residuales también reducen la capacidad de momento de los elementos de flexión que son susceptibles al pandeo por torsión local o lateral. En la especificación AISC se supone un valor de tensión residual del 30% F_y (es decir, 15 ksi para acero de 50 ksi) al calcular la capacidad de momento de vigas no compactas (es decir, vigas sujetas a alabeo local o alabeo) y vigas sujetas a pandeo lateral por torsión [15].

Figura 5. Tensión residual en secciones de ala ancha laminadas en caliente.



Adoptado de Aghayere, Abi; Vigil, Jason: Structural Steel Design.

Ventajas Y Desventajas

El acero como cualquier otro material, posee características únicas que lo hacen imprescindible para ser utilizado en edificaciones de mediana y gran altura, es por ello por lo que en el siguiente cuadro se mostraran las más importantes.

Tabla 2. Ventajas y desventajas del acero estructural.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Alta resistencia	Corrosión
Uniformidad	Costo de la protección contra el fuego
Elasticidad	Susceptibilidad al pandeo
Durabilidad	Fatiga
Ductilidad	Fractura frágil
Tenacidad	

Fuente: Elaboración propia.

Secciones De Acero Laminado

Dependiendo de la sección, el acero de sección laminado en caliente utilizado principalmente en ingeniería civil se denomina forma de I, C, L o T, placa, barras y HSS [16].

Como ya se detalló, en las últimas ediciones del AISC Construction Manual, podemos encontrar las dimensiones y propiedades geométricas de los perfiles de acero estructural necesarios para realizar el diseño correspondiente de los elementos los cuales han sido respaldadas por la ASTM (Sociedad Americana para Pruebas y Materiales) [17].

En la actualidad el acero de alta resistencia ASTM A992 Grado 50 (Fy=50 ksi y Fu=65 ksi) es el principal material utilizado para los elementos estructurales principales (es decir, formas en W) en la construcción de edificios en los Estados Unidos, mientras que el acero ASTM A36 (Fy=36 ksi y Fu=58 ksi) es típicamente la especificación de material preferida para elementos de tamaño más pequeño, como placas, ángulos y canales. El acero ASTM A572 Grado 50 también es un material preferido para placas. ASTM A572 Grado 50, ASTM A992 Grado 50, ASTM A529 Grado 50 ahora también se utilizan ampliamente para ángulos donde se desea un límite elástico de 50 ksi [13].

Las secciones estructurales huecas (HSS) son secciones de acero al carbono conformadas en frío fabricadas doblando en frío placas de acero planas en la forma de tubo de acero deseada y luego soldando los extremos de la placa juntos. Se pueden formar secciones grandes de HSS soldando dos medias piezas juntas. Las secciones estructurales huecas (HSS) más comúnmente utilizadas, que pueden ser cuadradas, rectangulares o redondas, se producen en ASTM A500 Grado B (con límites de fluencia de 42 ksi y 46 ksi, y resistencia a la tracción máxima de 58 ksi) y ASTM A500 Grado C (con límites elásticos de 46 ksi y 50 ksi, y resistencia a la tracción máxima de 62 ksi). Se trata de secciones de acero al carbono conformadas en frío. Los tubos estructurales redondos que tienen un límite elástico más bajo que el HSS se producen en ASTM

A53 Grado B con un límite elástico de 35 ksi. Los HSS rectangulares ahora se especifican comúnmente como ASTM A500 Grado C con Fy=50 ksi y Fu=62 ksi. Los HSS redondos ahora se especifican comúnmente como ASTM A500 Grado C con Fy=46 ksi y Fu=62 ksi. Las tuberías se especifican comúnmente como ASTM A53 Grado B (Fy=35 ksi y Fu=60 ksi), y es preferible en la práctica del diseño utilizar HSS redondos en lugar de secciones de tubería porque las secciones de HSS tienen mayor resistencia que las secciones de tubería. Aunque el acero ASTM A500 Grado C es la especificación preferida para HSS rectangulares y redondos, otras especificaciones de materiales que ahora están disponibles para HSS incluyen ASTM A1085 Grado 50 (Fy=50 ksi y Fu=65 ksi), un acero al carbono y ASTM A1065 Grado 50 (Fy=50 ksi y Fu=60 ksi), un acero de baja aleación de alta resistencia que se usa más comúnmente para secciones grandes de HSS. Las ventajas de la especificación ASTM A1085 sobre ASTM A500 son de la siguiente manera: proporciona tolerancias más estrictas para el grosor de la pared HSS y el radio de esquina, lo que da como resultado diseños más eficientes.

Es más adecuado para cargas dinámicas y para uso en estructuras de puentes. debido a su dureza material; y tiene un límite máximo en el límite elástico de 70 ksi (en comparación con una mayor variabilidad en las resistencias de ASTM A500), lo que da como resultado un factor de sobrerresistencia más bajo y por lo tanto un diseño sísmico más eficiente. Se prevé que, en el futuro, ASTM A1085 reemplazará gradualmente a ASTM A500 como la especificación de materiales más preferida para HSS. Para HSS redondos o rectangulares que requieren protección contra la corrosión atmosférica se recomienda la utilización de acero ASTM A847 (Fy=50 ksi y Fu 70 ksi) [17].

Algunos de estos perfiles de acero laminados más utilizados en estructuras metálicas son:

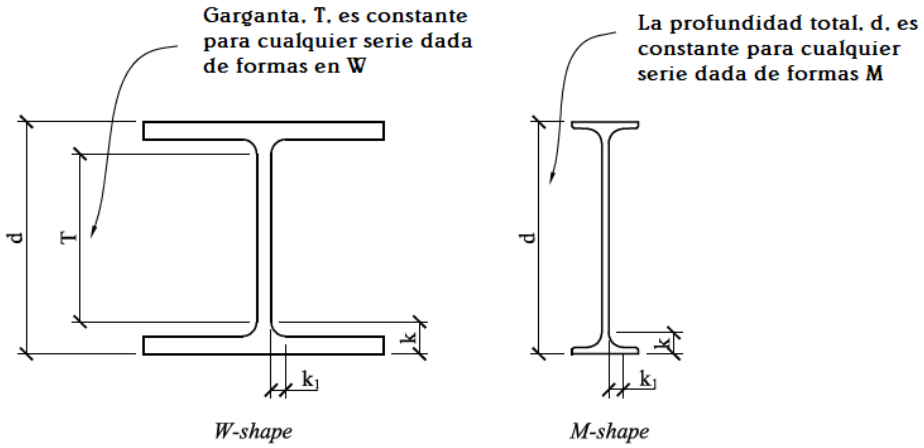
Perfiles De Patín Ancho (W)

Posee dos elementos rectangulares horizontales llamados patines y un elemento rectangular denominado alma conectados por alas. Su sección transversal posee 2 ejes de simetría, además se caracterizan por poseer un peralte igual o mayor que el ancho del patín, y su espesor por lo general es mayor que el del alma [16].

Las secciones de ala ancha (consulte la Figura 6) son perfiles en I que se utilizan comúnmente como vigas o columnas en estructuras de acero. También se utilizan a veces como los miembros de la cuerda superior e inferior de las cerchas, y como riostras diagonales en los marcos arriostrados. Las superficies de las bridas interior y exterior de las formas en W son paralelas; Las formas en M son similares a las formas en W, pero no están tan fácilmente disponibles o se utilizan ampliamente como las formas en W y sus tamaños también son

limitados. Las formas en M enumeradas en AISCM tienen una profundidad máxima de 12,5 pulg. Y un ancho máximo de ala de 5 pulg. Un W14 × 90, por ejemplo, implica un miembro en forma de I con una profundidad nominal de 14 pulg. Y un peso propio de 90 lb. /ft. De manera similar, un M12 × 10 indica una forma variada con una profundidad nominal de 12 pulgadas y un peso propio de 10 lb. /ft [16].

Figura 6. Perfiles W y M.

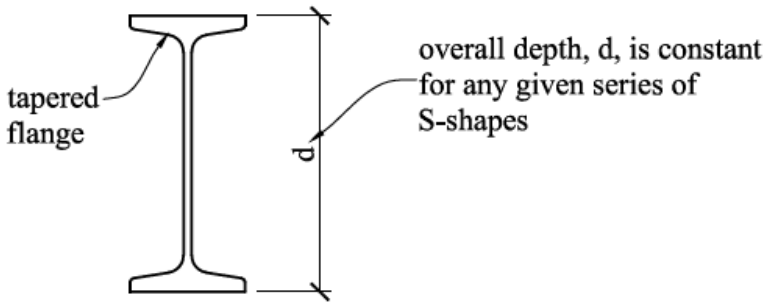


Fuente. Vinnakota, Sriramulu: Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD.

Perfiles S

Las formas en S (Figura 7), también conocidas como vigas estándar americanas [16], son similares a las formas en I, excepto que las superficies de las alas interiores están inclinadas. La cara interior de las bridas generalmente tiene una pendiente de 2:12, y el grosor de la brida varía desde un valor más pequeño en las puntas de las bridas hasta un grosor de brida más grande más cercano al alma de la viga. Las formas en S fueron las primeras secciones de vigas laminadas en los Estados Unidos, en la actualidad ya no se utilizan para la estructura típica de techos o pisos, pero solo se utiliza como monorriel y vigas de soporte de grúa [16].

Figura 7. Perfil "S".

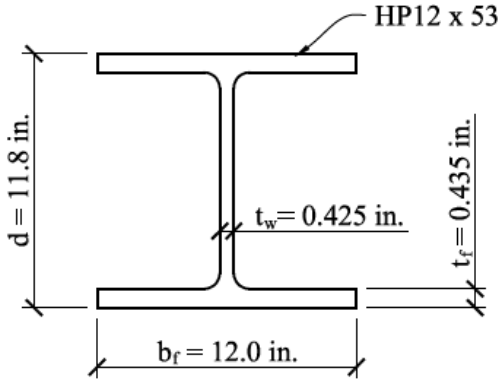


Fuente. Vinnakota, Sriramulu: Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD.

Secciones Hp

Las formas HP (Figura 8) son similares a las formas W y se utilizan comúnmente como pilotes en H en cimientos de pilotes. Estos pilotes en H, que pueden tener una longitud de hasta 100 pies o más, soportan las cargas de la superestructura y, por lo general, están empotrados en el lecho de roca para resistir las cargas de levantamiento en la estructura. Las formas HP tienen alas y almas más gruesas en comparación con las secciones en W, y la profundidad nominal de estas secciones suele ser aproximadamente igual al ancho del ala, con los espesores del ala y del alma aproximadamente iguales. Las almas gruesas ayudan a resistir las cargas de alto impacto a las que están sometidas estas secciones durante las operaciones de hincado de pilotes [16].

Figura 8. Perfiles H.

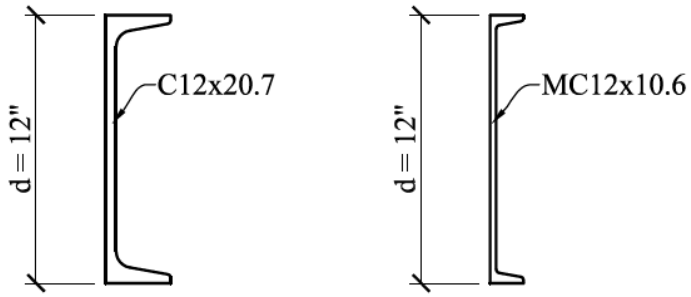


Fuente. Vinnakota, Sriramulu: Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD.

Perfiles Canal (C) Y MC

Los canales son miembros en forma de C con las caras interiores del patín del canal ahusadas desde un espesor mínimo en la punta del patín hasta un espesor máximo en el alma del canal (ver Figura 9). Se usan comúnmente como vigas para soportar cargas ligeras, como en pasarelas y como largueros de escaleras, y también se usan para enmarcar los bordes de las aberturas del techo. Las formas C son canales estándar estadounidenses, mientras que las formas MC son canales misceláneos [18].

Figura 9. Perfiles C y MC.

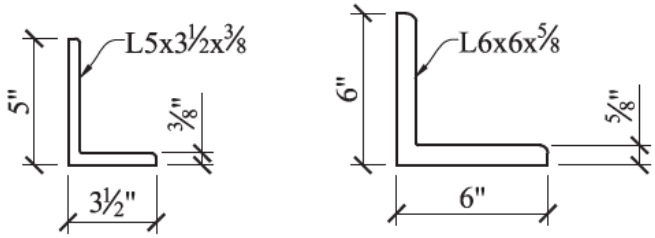


Fuente. Vinnakota, Sriramulu: Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD.

Formas de Ángulo (L)

Los ángulos (Figura 10) son miembros en forma de L con patas de longitudes iguales o desiguales, y se utilizan como dinteles para soportar revestimientos de ladrillos y revestimientos de paredes de bloques sobre las aberturas de puertas y ventanas, y como miembros de alma en armaduras. También se utilizan en pórticos como riostras en X o riostras de Chevron donde podrían aparecer como ángulos simples o como ángulos dobles colocados uno detrás del otro. Los ángulos dobles se utilizan con frecuencia para las conexiones de los extremos de vigas y vigas [16].

Figura 10. Ángulos.

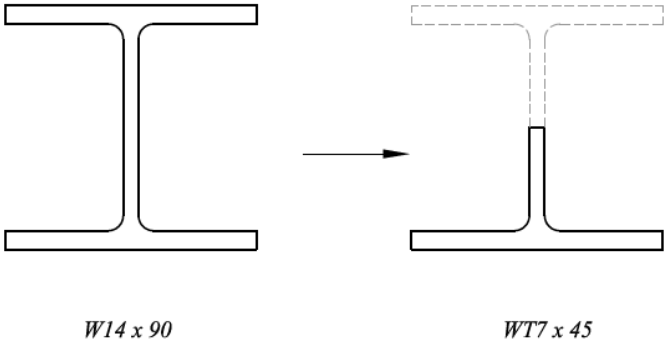


Fuente. Vinnakota, Sriramulu: Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD.

Tes estructurales: WT, MT y ST

Las tes estructurales se fabrican cortando una sección de ala ancha (es decir, una forma de I o W), una forma de M, o una forma de S por la mitad. Por ejemplo, si un W14 × 90 se corta por la mitad, las formas resultantes serán WT 7 × 45 (Figura 11). Las formas WT se utilizan comúnmente como miembros de riostra y como cordones superiores e inferiores de armaduras. Aunque también se utilizan para reforzar las vigas de acero existentes donde se requiere una mayor capacidad de momento. De manera similar, las formas ST y MT están hechas de formas S y formas M, respectivamente [16].

Figura 11. Tes Estructurales.

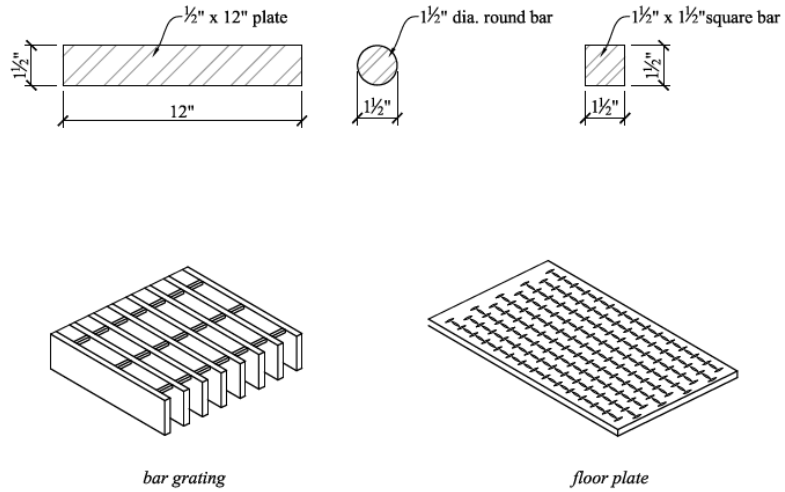


Fuente. Vinnakota, Sriramulu: Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD.

Placas y Barras

Las placas y barras son elementos planos que se utilizan como refuerzos, cartelas y elementos con refuerzo en X (Figura 12). También se utilizan para reforzar las vigas de acero existentes y como miembros de soporte en dinteles de acero construidos. Hay muy poca diferencia estructural entre barras y placas, y aunque históricamente, el material plano con anchos que no superaban las 8 pulgadas generalmente se denominaba barras, el material plano con anchos superiores a 8 pulgadas se denominaba placas, ahora es práctica común para referirse universalmente al material plano como placas. El grosor mínimo práctico para las placas es de ¼ de pulgada, con un ancho mínimo práctico de 3 pulgadas para adaptarse a las distancias mínimas requeridas al borde de los pernos [16].

Figura 12. Barras y placas.



Fuente. Vinnakota, Sriramulu: Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD.

Secciones Estructurales Huecas (HSS)

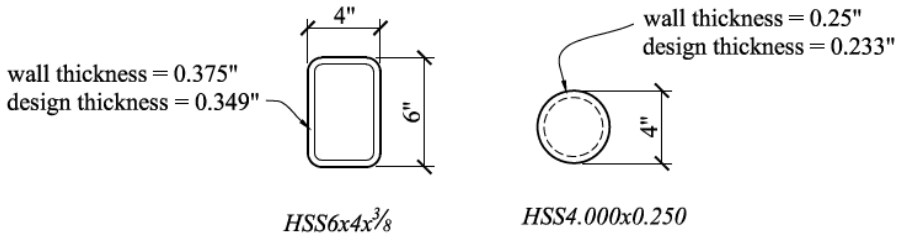
Todas las formas discutidas anteriormente están hechas de secciones de acero laminado en caliente, mientras que los miembros de la sección estructural hueca (HSS) están soldados con

acero al carbono conformado en frío fabricado doblando en frío una pieza plana de acero al carbono en formas tubulares rectangulares, cuadradas o redondas y luego soldando los extremos juntos; se utilizan comúnmente como columnas, vigas de dintel, puntales, vigas, colgantes, arriostramientos laterales y elementos de armazón arriostrado en estructuras de edificios; también se utilizan en estructuras de puentes (Figura 13). Los miembros de HSS, debido a su forma cerrada, no son tan susceptibles al pandeo y torsión lateral como las secciones abiertas, como las secciones de ala ancha (formas en I) o los canales. Por lo tanto, los miembros de HSS se utilizan con frecuencia como vigas de dintel que atraviesan grandes aberturas, especialmente donde la excentricidad de las cargas de gravedad soportadas puede resultar en grandes momentos de torsión en la viga de dintel de HSS [16].

Tubos Estructurales

Los tubos estructurales son similares a los miembros HSS (Figura 13) que a veces se utilizan como columnas y puntales para las excavaciones del sótano. También son utilizados como postes o columnas para estructuras con cargas ligeras, como entrepisos, y en edificios residenciales para soportar la viga de la planta baja. Están disponibles en tres categorías de resistencia: estándar (Std), extrafuerte (X-fuerte) y doble extrafuerte (XX-fuerte). La capacidad de momento flector y la capacidad de carga de compresión axial de estas secciones se tabulan en las Tablas 3-15 y 4-6, respectivamente, del Manual de Construcción del AISC. Los tubos de acero se designan con la letra P, seguida del diámetro nominal, luego la letra X para extrafuerte o XX para doble extrafuerte; el diámetro exterior puede ser tan grande como 26 pulgadas con un espesor de pared nominal de hasta 0.375 pulgada [16].

Figura 13. Tubos y Secciones Estructurales Huecas.



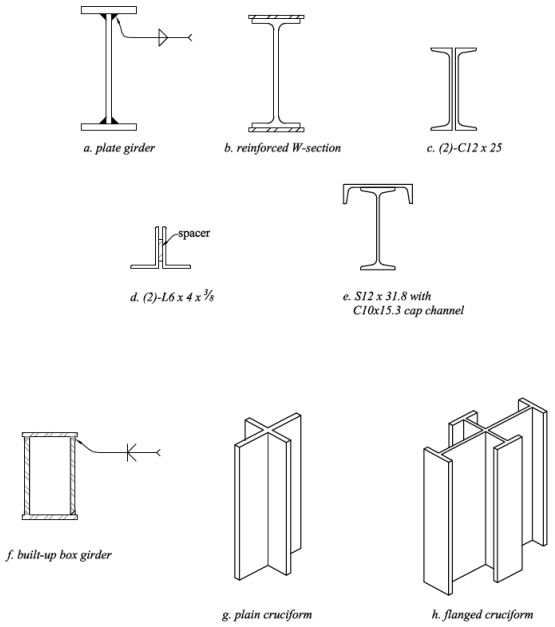
Fuente. Vinnakota, Sriramulu: Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD.

Secciones Compuestas

Las secciones compuestas (ver Figura 14) incluyen vigas de placas soldadas y otras secciones construidas a partir de placas y secciones laminadas estándar (por ejemplo, sección en W con placa soldada al patín inferior; secciones cruciformes planas y con patines). Las vigas

de placa se utilizan para soportar cargas pesadas donde las secciones de acero laminado estándar enumeradas son inadecuadas para soportar las cargas. Las secciones compuestas también se pueden utilizar como dinteles y como refuerzo para vigas y columnas existentes. Otras formas construidas incluyen ángulos y canales dobles colocados uno al lado del otro en contacto entre sí o separados por espaciadores, además las formas en W y M con canales de tapa que se utilizan para aumentar la capacidad de flexión de las formas en W y S alrededor de su eje más débil (y – y) [16].

Figura 14. Secciones Compuestas.



Fuente. Vinnakota, Sriramulu: Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD.

Sistemas Estructurales de Acero

Pórticos Arriostrados Concéntricamente

Comportamiento general y mecanismo plástico

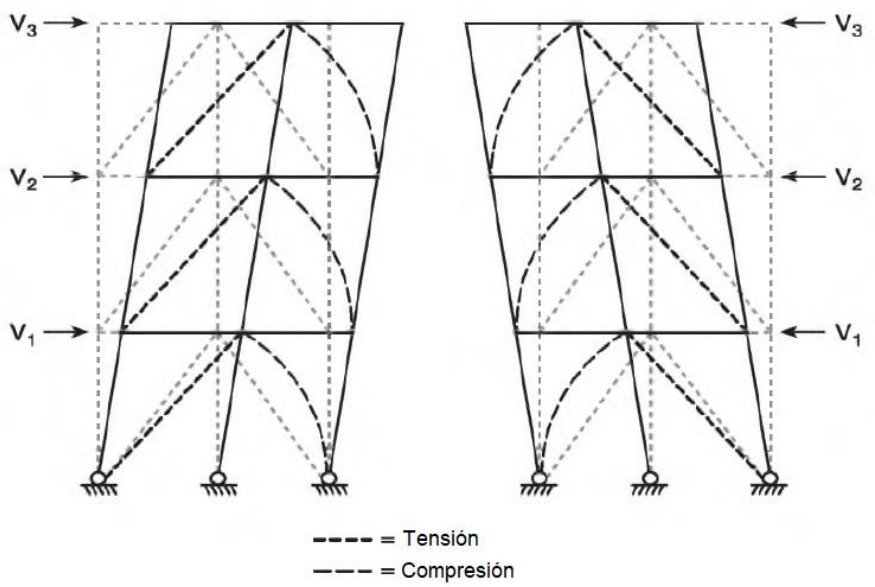
Durante los terremotos, se espera que los CBF cedan y disipen energía a través del comportamiento histerético posterior al pandeo de sus miembros de refuerzo. Para la deriva en una dirección específica, esto se logra mediante el pandeo de las riostras en compresión, seguido de la deformación de las riostras en tensión, como se ilustra esquemáticamente en la Figura 15. Bajo carga cíclica, para cargas que actúan en la dirección inversa, la riostra previamente abrochada cederá en tensión, mientras que la riostra previamente cedida en tensión se deformará. En la Figura 16 se muestra la evidencia típica de pandeo inelástico de la riostra

posterior al terremoto. Por lo tanto, para sobrevivir a un terremoto, las riostras deben poder soportar grandes inversiones de desplazamiento inelásticas sin una pérdida significativa de resistencia y rigidez.

Para lograr este comportamiento, se requieren detalles dúctiles especiales. Muchas estructuras de armazón arriostradas diseñadas sin considerar los detalles dúctiles han sufrido daños extensos en terremotos pasados, incluida la falla de los arriostramientos y sus conexiones [19].

Dado que las riostras son el elemento disipador de energía designado en los CBF, se debe realizar una revisión de su comportamiento cíclico inelástico. La comprensión de las características de ese comportamiento cíclico es clave para integrar los principios de diseño de capacidad en el diseño de CBF para lograr el rendimiento dúctil deseado.

Figura 15. Esquema del comportamiento inelástico de CBF



Fuente: Bruneau, Michel; Uang, Chia-Ming; Sabelli, Rafael. 2011. Ductile Design of Steel Structures.

Figura 16. Pandeo inelástico de la riostra después del terremoto: (a) Riostra con relación de esbeltez baja; (b) Riostra con relación de Esbeltez alta.



Fuente: M. Nakashima, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Japón.

Filosofía de Diseño

Para proporcionar una resistencia adecuada a los terremotos, los CBF deben diseñarse para tener una resistencia adecuada y una respuesta dúctil. Para lograrlo, las riostras diagonales deben estar especialmente diseñados para soportar deformaciones plásticas y disipar la energía histerética de manera estable a través de sucesivos ciclos de pandeo en compresión y cedencia en tensión. La estrategia de diseño es asegurar que las deformaciones plásticas solo ocurran en las riostras, dejando las columnas y vigas intactas, permitiendo así que la estructura sobreviva a fuertes terremotos sin perder su resistencia a la carga de gravedad.

Las primeras ideas sobre el diseño y el detalle de tales riostras, tal como se implementaron en las regulaciones y pautas sísmicas en ese momento, fue que los arriostramientos con una esbeltez baja, KL/r, y una relación ancho-espesor, b/t, tienen un desempeño sísmico superior con la premisa de que los arriostramientos comprimidos con un KL/r bajo pueden proporcionar una disipación de energía más significativa al pandear, se desarrolla flexión en el miembro de compresión y finalmente se desarrolla una rótula plástica en la longitud media de la riostra, es decir, en el punto de momento máximo. Es a través del desarrollo de esta rótula que un miembro en compresión puede disipar energía durante los terremotos. Los límites bajos de b/t se prescriben para evitar fallas por fragilidad debido al pandeo local durante esta rótula, debido a que la carga cíclica inversa inducida por terremotos conduce a pandeo y enderezamiento repetidos del material en la ubicación local de pandeo, lo cual, combinado con altas deformaciones originadas por el pandeo local, precipita la fatiga de ciclo bajo.

El pensamiento más reciente sobre estos asuntos reconoce la importancia de retrasar la fatiga de ciclo bajo en la ubicación de la rótula, y permitir el uso de riostras más delgadas que, en consecuencia, tienen menores demandas de ductilidad en compresión, dependiendo proporcionalmente más de la tensión que las riostras ceden para disipar energía. El inconveniente de este enfoque es una mayor diferencia entre la resistencia de las riostras en compresión y tracción, y por lo tanto mayores exigencias que este desequilibrio puede imponer a los elementos de los Pórticos Arriostrado Concéntricamente (CBF) que deben protegerse (es decir, permanecer elásticos) mediante la aplicación de principios de diseño de capacidad.

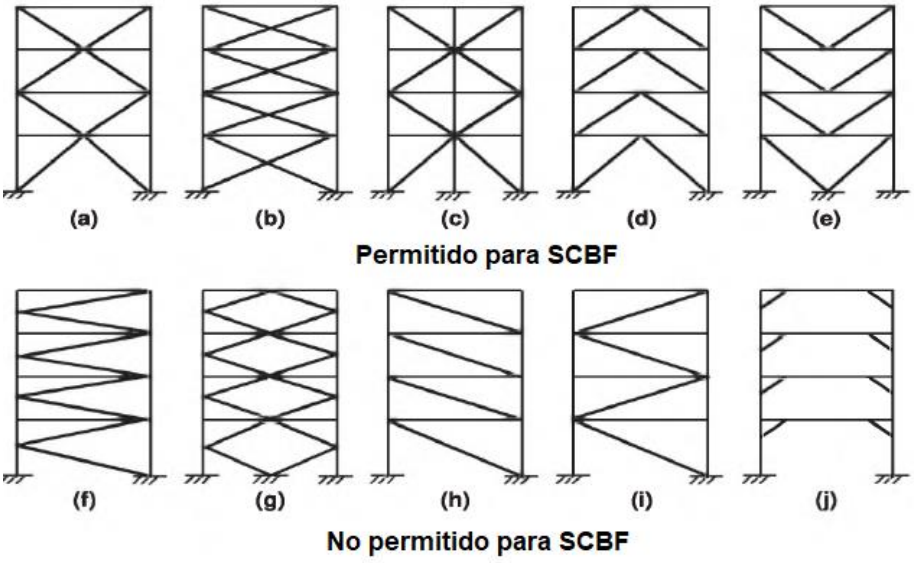
Varias ediciones de las especificaciones de diseño han reflejado este cambio en la filosofía, junto con otros ajustes destinados a hacer que la intención del diseño sea transparente. Sin embargo, a los CBF más dúctiles se les ha asignado sistemáticamente un factor de modificación de la respuesta estructural, R, del orden del 75% del valor máximo asignado a los pórticos especiales resistentes a momentos. Esta penalización se atribuye principalmente como consecuencia de la disipación de energía menos ideal proporcionada por la riostra de compresión, la curva histerética del marco arriostrado debido a la degradación de la resistencia de la riostra de compresión y la ausencia de un endurecimiento por resistencia que como es típico ocurre en pórticos de momento.

Tenga en cuenta que AISC 341 permite dos tipos de sistemas CBF a saber, los Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente (SCBF) y los Pórticos Ordinarios Arriostrados Concéntricamente (OCBF). Aquí se hace hincapié en los SCBF, que están diseñados para un rendimiento inelástico estable además de la capacidad de disipación de energía y, en consecuencia, para el factor de reducción de fuerza más grande, R. Algunos de los requisitos de detalles dúctiles son menos rigurosos para los OCBF en la perspectiva de que estos estarían sujetos a menos demanda inelástica, siendo diseñado para un factor de reducción menor. Sin embargo, si las demandas de un terremoto superaran el nivel de diseño, las estructuras con SCBF podrían tener una ventaja sobre los OCBF, a pesar del mayor nivel de fuerza de diseño considerado en este último caso.

Las configuraciones típicas de CBF se presentan en la Figura 17. Estos fueron desarrollados originalmente para resistir cargas de viento en el rango linealmente elástico, pero no son necesariamente adecuados para el diseño sísmico. Algunas configuraciones están prohibidas en regiones sísmicas porque exhiben una respuesta inelástica cíclica pobre o inducen demandas indeseables en otros elementos estructurales. Por ejemplo, la configuración del marco con arriostramiento en K que se muestra en la Figura 17f es problemática. Si una de las riostras diagonales se doblara, la fuerza creciente en la riostra de tensión se transferiría como cortante

en la columna adyacente. La fuerza horizontal resultante de estas dos fuerzas de riostra desiguales, aplicadas a media altura de la columna, podría producir una rótula plástica en la columna en el punto de intersección de la riostra y la columna y provocar una falla indeseable de la columna. Tenga en cuenta que las configuraciones de riostras simples de la Figura 17h e i, aunque están prohibidas, se permitirían si se usaran junto con su respectiva Figura especular a lo largo de la misma línea de arriostramiento (la Figura 17c puede verse como un ejemplo de pórticos con riostra simple). del tipo que se muestra en la Figura 17i).

Figura 17. Configuraciones CBF permitidas y prohibidas en regiones sísmicas: (a hasta c) pórticos con arriostramiento en X; (d y e) pórticos con arriostramiento en V invertido y en V; (f y g) Pórticos con arriostramiento en K y con arriostramiento en K doble.



Fuente: Bruneau, Michel; Uang, Chia-Ming; Sabelli, Rafael. 2011. Ductile Design of Steel Structures.

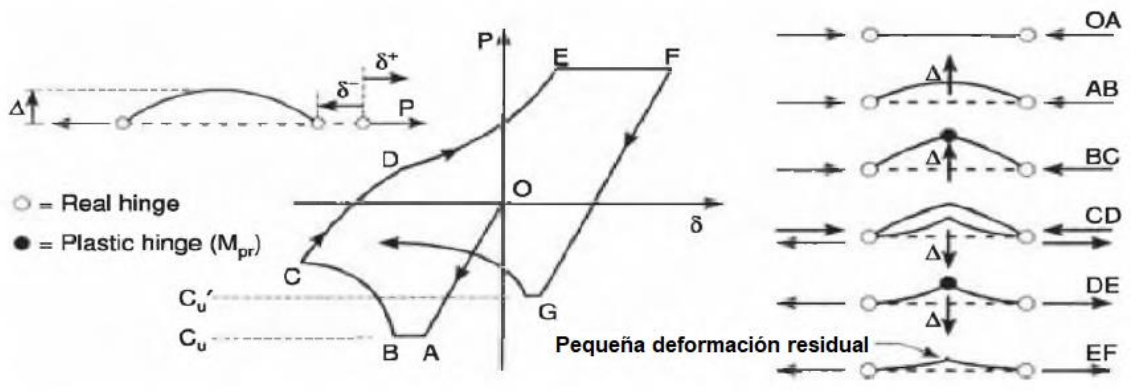
Las curvas de histéresis severamente ajustadas exhibidas por los pórticos arriostrados se han utilizado comúnmente para resistir las fuerzas del viento en regiones no sísmicas, típicamente con una configuración arriostrada en X (Figura 17b) que tiene ángulos, varillas o riostras de barra plana de alta delgadez (a menudo KL / r> 300). El comportamiento cíclico inelástico de un pórtico arriostrado sólo por tensión se caracteriza por la deformación y elongación de los arriostramientos de tensión y el pandeo de los arriostramientos de compresión a niveles de carga axial casi nulos debido a su alta delgadez. Tras una carga cíclica repetida, cada riostra acumula desplazamientos axiales residuales y el marco con riostra en X pierde su rigidez lateral en las proximidades del desplazamiento del marco cero, lo que frustra en cierto grado la intención de agregar riostras al marco. La norma AISC 341-10 no permite el uso de riostras sólo en tensión para SCBF, pero lo permite para OCBF. Tremblay y Filiatrault [20] demostraron que, contrariamente a las expectativas anteriores, las fuerzas de impacto sobre las riostras y sus

conexiones debido al enderezado repentino de riostras delgadas y tensas previamente tensas están limitadas por el límite elástico de las riostras; observaron un aumento en el límite elástico de hasta un 15% debido a los efectos de la tasa de deformación, como se observa comúnmente en otros estudios de CBF con riostras convencionales. Los efectos de la tasa de deformación generalmente no son considerados por los códigos y especificaciones de diseño sísmico en este momento [20].

Comportamiento histerético de las riostras

El comportamiento de los miembros cargados axialmente se expresa comúnmente en términos de carga axial, P, deformación axial, δ y desplazamiento transversal en la longitud media, Δ. Por convención, las fuerzas de tracción y deformación se consideran positivas y las fuerzas de compresión y deformación se consideran negativas. En la Figura 18 se presenta una curva histerética simplificada para un elemento de riostra genérico.

Figura 18. Histéresis de una riostra bajo carga axial cíclica.



Fuente: Bruneau, Michel; Uang, Chia-Ming; Sabelli, Rafael. 2011. Ductile Design of Steel Structures.

A partir de la condición descargada (punto O en la Figura 18), la riostra se comprime en el rango linealmente elástico. El pandeo ocurre en el punto A, cuando $P = C_u$. Las riostras que se pandean elásticamente en el punto A pueden soportar su carga axial aplicada cuando la riostra se desvía lateralmente, con un acortamiento axial correspondiente (mostrado como la meseta AB en la Figura 18). En ese punto, si el comportamiento de la riostra permaneciera elástico, la descarga se produciría a lo largo de la línea BAO si se eliminara la carga de compresión axial.

Cuando ocurre el pandeo, la riostra presenta momentos de flexión los cuales son producidos por las deflexiones transversales. Considerando el equilibrio en la configuración deformada, usando un diagrama de cuerpo libre de un segmento de la riostra desde su extremo hasta una distancia x de ella, el momento de flexión en cualquier punto x se calcula como el producto de

la fuerza axial y el desplazamiento lateral en ese punto. Como tal, la forma del diagrama de momentos es proporcional a la forma desviada, y el momento máximo se produce en el punto de máximo desplazamiento transversal (es decir, en la mitad del tramo para la riostra pasador-pasador que se muestra en la Figura 18). Suponiendo un comportamiento de flexión elastoplástico bilineal, a medida que el desplazamiento transversal de la riostra aumenta aún más bajo la fuerza axial constante, finalmente se alcanza el momento plástico de la riostra y se forma una rótula plástica (punto B en la Figura 18). El valor del desplazamiento transversal, Δ, cuando esto sucede, puede obtenerse teniendo en cuenta la interacción flexión-carga axial en la riostra, reconociendo que, para el comportamiento real del material y las tensiones residuales, el desarrollo de rótulas plásticas sería gradual.

Los aumentos adicionales en los desplazamientos axiales producen aumentos correspondientes en Δ y en las rotaciones de las rótulas plásticas (segmento BC), lo que da como resultado una forma desviada que tiene un pliegue plástico, como se muestra esquemáticamente en la Figura 18. La resistencia axial de la riostra desciende a lo largo del segmento BC: debido a que el momento en la longitud media ($M = P\Delta$) no puede aumentar más allá del momento plástico, un aumento en Δ debe ir acompañado de una disminución en P. Sin embargo, la trayectoria del punto B al punto C no es lineal debido a la interacción flexión-carga axial en la rótula plástica, reconociendo que una disminución en la carga axial produce un aumento en la capacidad de momento.

Al descargar (desde el punto C en la Figura 18) a $P = 0$, la riostra retiene una deflexión axial residual, δ, y una desviación transversal residual, Δ, incluida una torcedura en la riostra debido a rotaciones plásticas residuales.

Cuando la riostra se carga en tensión desde $P = 0$ al punto D, el comportamiento es elástico. En el punto D, el producto de la carga axial y el desplazamiento transversal es igual al momento plástico de la riostra (similar al equilibrio descrito anteriormente en el punto B), y se forma una rótula plástica en la longitud media de la riostra. Sin embargo, a lo largo del segmento DE, las rotaciones de las rótulas plásticas actúan en la dirección inversa a la del segmento BC y reducen efectivamente la magnitud de la deflexión transversal, Δ. Como resultado, se pueden aplicar fuerzas axiales mayores que las del punto D.

No es posible eliminar completamente el desplazamiento transversal y devolver la riostra a una condición perfectamente recta. La fuerza axial teórica requerida para producir rotaciones adicionales de rótulas tiende a infinito cuando el desplazamiento transversal se acerca a cero, pero la fuerza axial en la riostra no puede exceder su resistencia a la tracción ($= AF_y$), y no se

pueden evitar las deflexiones transversales residuales. La cedencia a la tensión se muestra como el segmento EF en la Figura 18.

Al recargar en compresión, la riostra por lo tanto se comporta como un miembro que tiene una deformación inicial, y su capacidad de pandeo al recargar (CJ en el punto G) es típicamente menor que su capacidad de pandeo en la primera carga (C_u en el punto A). La relación C'/Cu depende principalmente de la relación de esbeltez (KL/r). La longitud de la meseta de pandeo elástico (segmento AB) también se reduce en cada ciclo inelástico subsiguiente como resultado de la deflexión inicial residual. Más allá de estas dos diferencias, la forma de las curvas de histéresis ($OABCDEF$) en los ciclos inelásticos posteriores permanece básicamente sin cambios.

Las evaluaciones cuantitativas del comportamiento histerético y la capacidad de disipación de energía de las riostras se han obtenido típicamente a partir de pruebas de miembros sometidos a desplazamientos axiales inelásticos cíclicos repetidos. Los resultados han incluido curvas de histéresis completas para el historial de carga de un experimento dado o simplemente la envolvente de todas las curvas de histéresis [21]. Ambos enfoques se utilizan en las siguientes secciones. La relación de esbeltez tiene un impacto dominante en la forma de las curvas de histéresis. Para un corsé delgado (gran KL/r), el segmento OA será bastante pequeño, mientras que el segmento de meseta AB podría ser bastante largo, lo que da como resultado una capacidad de disipación de energía histerética relativamente pequeña en compresión. Para los apoyos robustos (pequeños KL/r), lo contrario es cierto y es posible que el segmento AB no exista.

Esbeltez de riostra

El comportamiento cíclico de una riostra depende en gran medida de su esbeltez, KL/r, donde K es un factor de longitud efectivo, L es el espacio libre de la riostra y r es el radio de giro del miembro alrededor del eje de pandeo considerado. El radio de giro, r_i alrededor del eje i, es igual $\sqrt{I_i/A}$, donde I_i es el segundo momento de área del componente alrededor del eje i, y A es el área de la sección transversal del miembro. Tenga en cuenta que algunos estándares de diseño o documentos de investigación se refieren alternativamente a la relación de esbeltez adimensional, λ, definida como $(KL/r)\left(\sqrt{F_y/\pi^2 E}\right)$.

Los datos para A, I_i y r_i para formas estructurales estándar se tabulan típicamente en manuales de diseño y manuales [22]. La mayor relación de esbeltez obtenida, considerando los

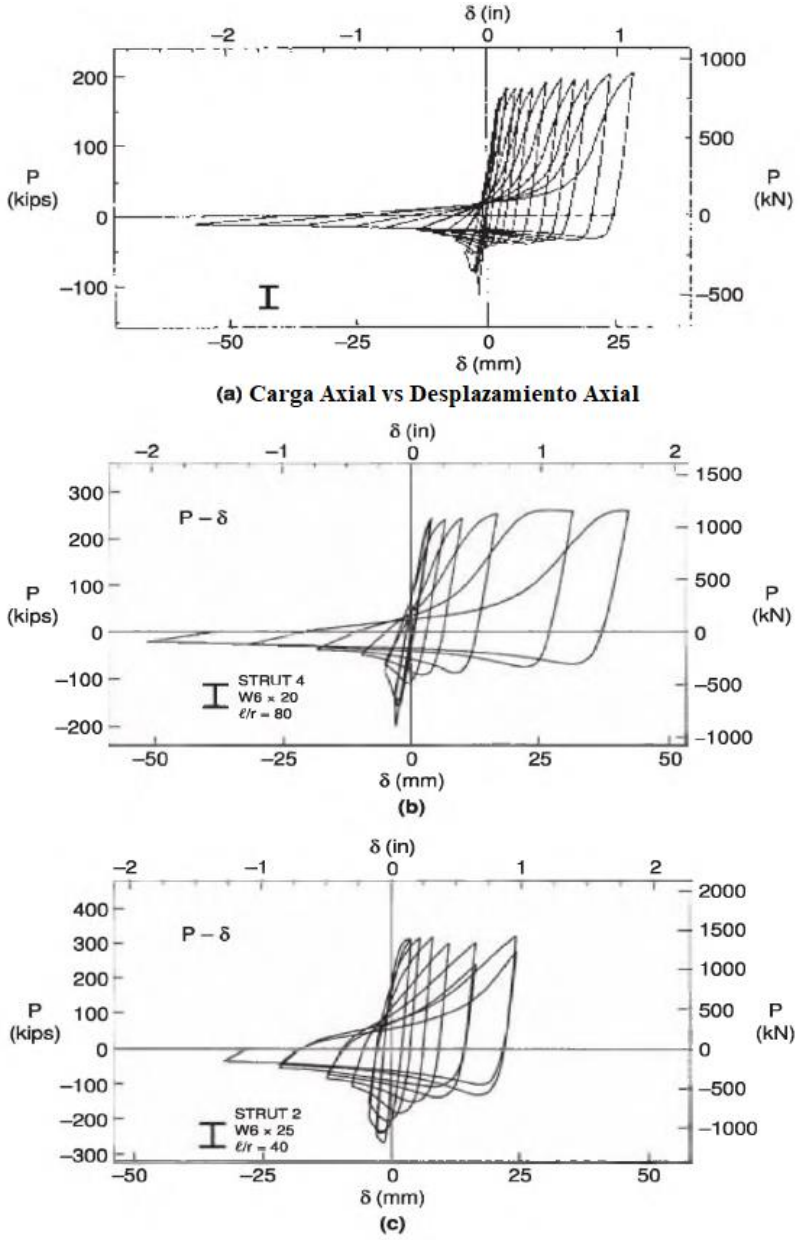
posibles ejes de pandeo para un miembro dado, rige el comportamiento y es utilizado para el diseño.

En la Figura 19 y Figura 20 se muestran curvas de histéresis representativas para riostras que tienen relaciones de esbeltez de 120, 80 y 40 en términos de fuerza axial, P, y deformaciones axiales, δ, junto con sus correspondientes desplazamientos laterales de riostras, Δ. En todos los casos, permanecen deformaciones residuales laterales al descargar (es decir, cuando $P = 0$) como consecuencia de pandeo inelástico. La magnitud creciente de las deformaciones laterales es una consecuencia del "crecimiento" de la riostra debido a los alargamientos plásticos incrementales en los ciclos subsiguientes de deformación por tracción, y el acortamiento axial plástico relativamente menor de la riostra antes de su pandeo en compresión; la riostra progresivamente más larga debe, por tanto, desplazarse lateralmente más para encajar en su mismo tramo libre original. Tenga en cuenta que, a medida que este desplazamiento lateral residual aumenta en los ciclos posteriores, la capacidad de pandeo de la riostra se reduce, de forma equivalente a la de una riostra que tiene una curvatura o comba inicial. El efecto Bauschinger también contribuye a esta reducción de la resistencia a la compresión en los ciclos posteriores.

También se observa en la Figura 19 que los aumentos en la esbeltez corresponden a reducciones en la energía histerética disipada por la riostra en compresión (es decir, área bajo las curvas de histéresis), junto con reducciones de la resistencia a la compresión (como un porcentaje de la resistencia a la tracción correspondiente). Observaciones similares son posibles en la Figura 21a, usando envolventes de las curvas de histéresis para diferentes riostras que tienen relaciones de esbeltez de 40, 80 y 120, en términos de carga axial normalizada versus desplazamiento axial normalizado. En la Figura 21b se muestra un ejemplo de cómo se obtiene dicha envolvente.

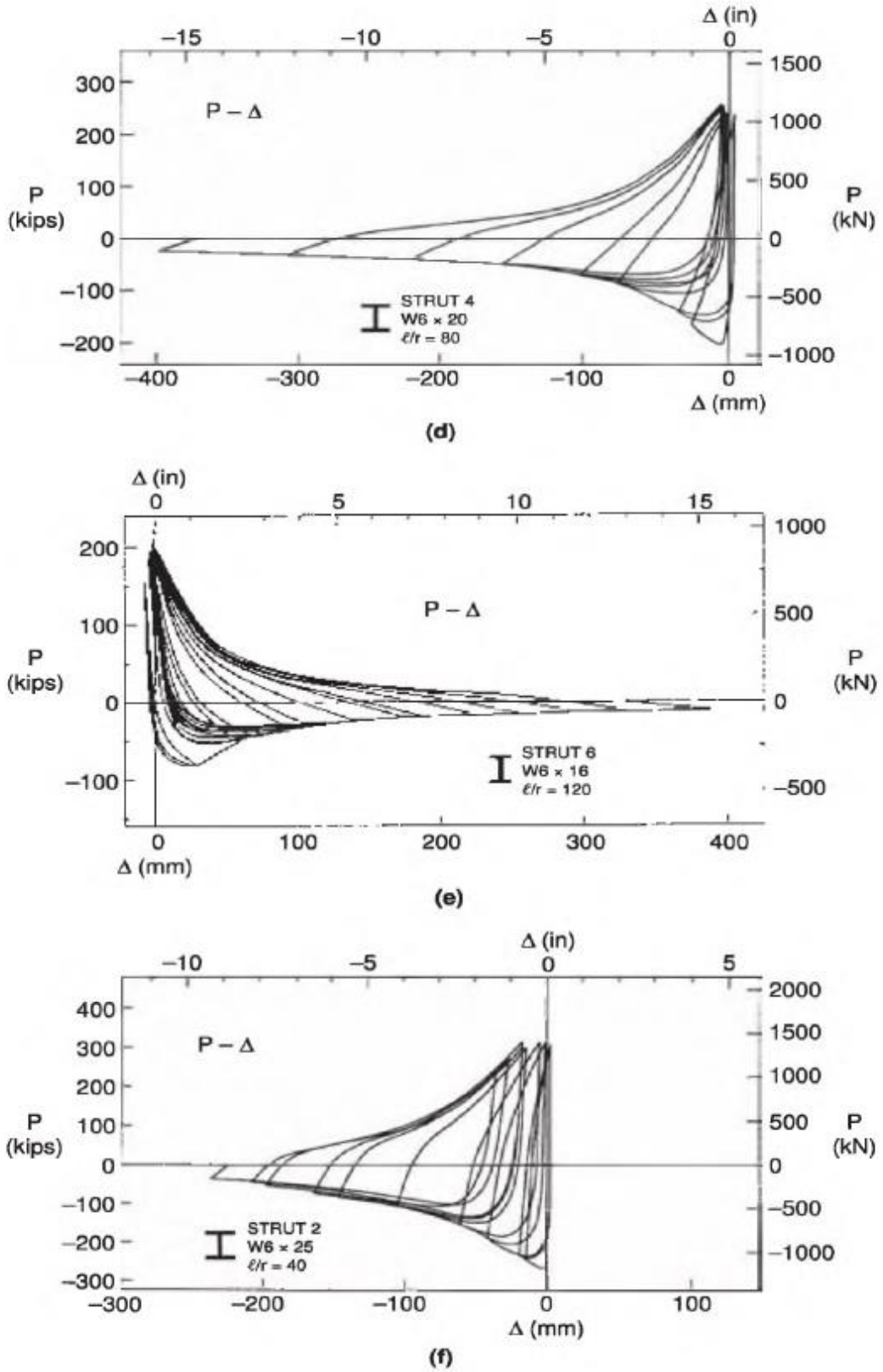
La Figura 19 también ilustra la variación de la rigidez axial en varios desplazamientos y la consiguiente pérdida correspondiente de rigidez tangente de un marco arriostrado cuando se descarga (a carga axial cero) o vuelve a su posición vertical original. Según Black, Gary et.al. [21], dos de tales riostras formaran una configuración CBF en V invertida, la rigidez lateral del marco arriostrado cerca del punto de desplazamiento lateral cero sería menos del 5% de la rigidez elástica del marco. Se requieren grandes desviaciones para volver a acoplar la riostra en tensión hasta su rigidez total.

Figura 19. Comportamiento cíclico de riostras con relaciones de esbeltez de 120, 80 y 40: (a, b, c) Curvas de histéresis de fuerza axial versus desplazamiento axial.



Fuente: Black, Gary R.; Wenger, Bill W.A.; Popov, Egor P. 1980. Inelastic Buckling of Steel Struts Under Cyclic Load Reversal

Figura 20. Comportamiento cíclico de riostras con relaciones de esbeltez de 120, 80 y 40: (d, e, f) fuerza axial versus desplazamiento lateral de la riostra.



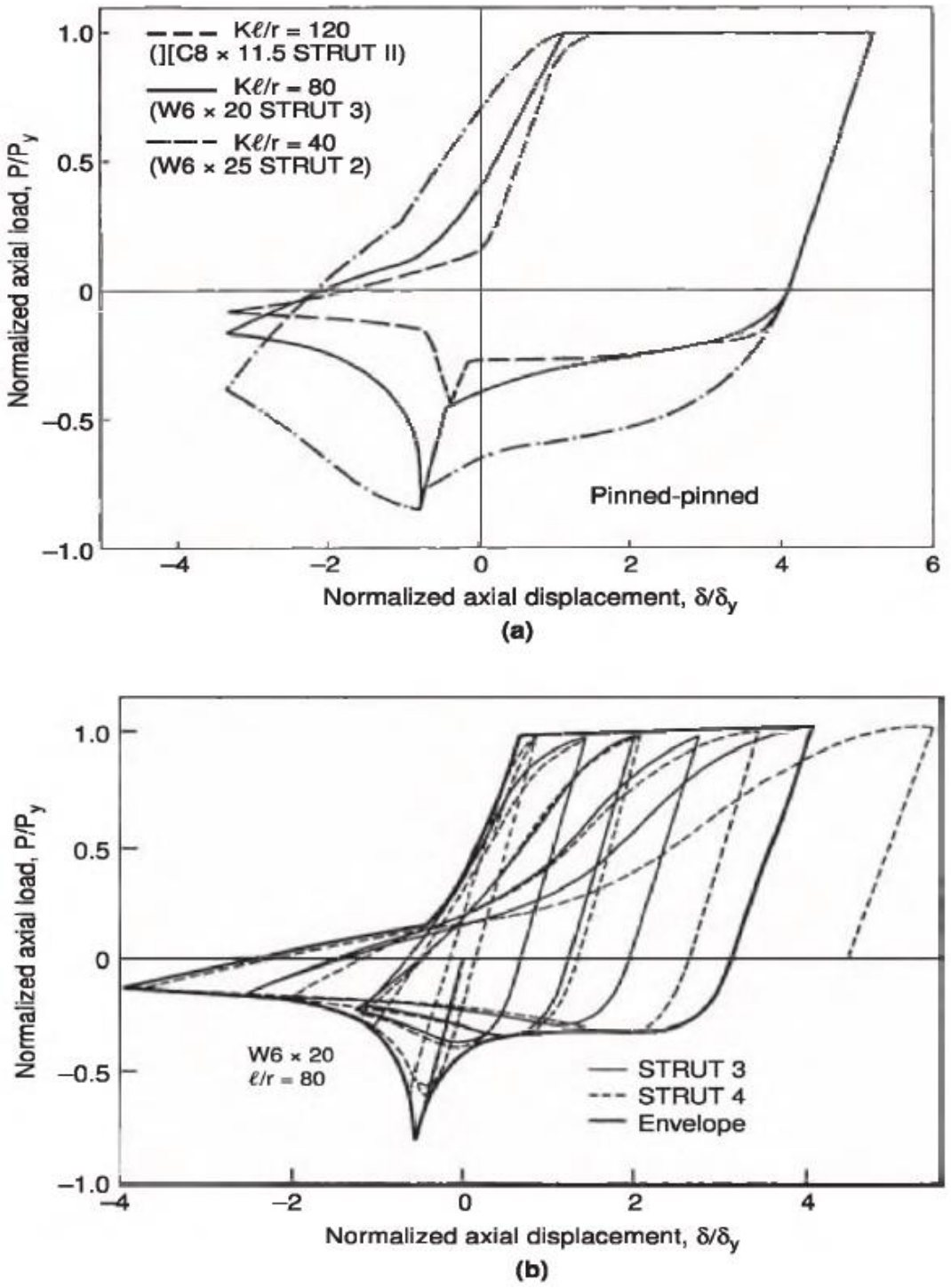
Fuente: Black, Gary R.; Wenger, Bill W.A.; Popov, Egor P. 1980. Inelastic Buckling of Steel Struts Under Cyclic Load Reversal.

La forma lateral desviada normalizada de dos riostras que tienen diferentes condiciones finales y relaciones de esbeltez se muestra en la Figura 22 Para la riostra de pasador-pasador que se muestra en la Figura 22a, la forma desviada elástica algo parabólica se vuelve progresivamente más lineal en los segmentos entre la rótula plástica a la mitad de tramo y las rótulas reales a medida que se desarrolla más el comportamiento inelástico (la magnitud no normalizada de los desplazamientos laterales aumentaría correspondientemente mientras esto sucede). Asimismo, para la riostra sujeta con pasadores en un extremo y fijada en el otro que se muestra en la Figura 22b, los segmentos rectos conectan las bisagras de plástico y reales en grandes excursiones inelásticas. No obstante, las formas desviadas son bastante similares, y el uso de la longitud efectiva, KL, basado en el análisis elástico, es apropiado para calcular la resistencia y caracterizar el comportamiento de las riostras que experimentan pandeo inelástico cíclico. Esta conclusión se apoya además en la comparación de las envolventes de las curvas de histéresis de las riostras que tienen varias condiciones finales, que se muestran en la Figura 23. Se pueden ver diferencias marginales en la disipación de energía histerética entre los apoyos que tienen condiciones de extremo con clavos, clavos y clavos fijos, ya sea para abrazaderas en forma de I (Figura 23a), abrazaderas de tubo circular (Figura 23b) o abrazaderas de doble ángulo [23].

Incidentalmente, la forma de la sección transversal también tiene un impacto marginal en la envolvente de la respuesta histerética para las riostras que tienen la misma relación de esbeltez, como se muestra en la Figura 24, aunque diferentes formas pueden tener un comportamiento sustancialmente diferente en términos de pandeo y vida de fatiga de duración baja, como se describe más adelante [21].

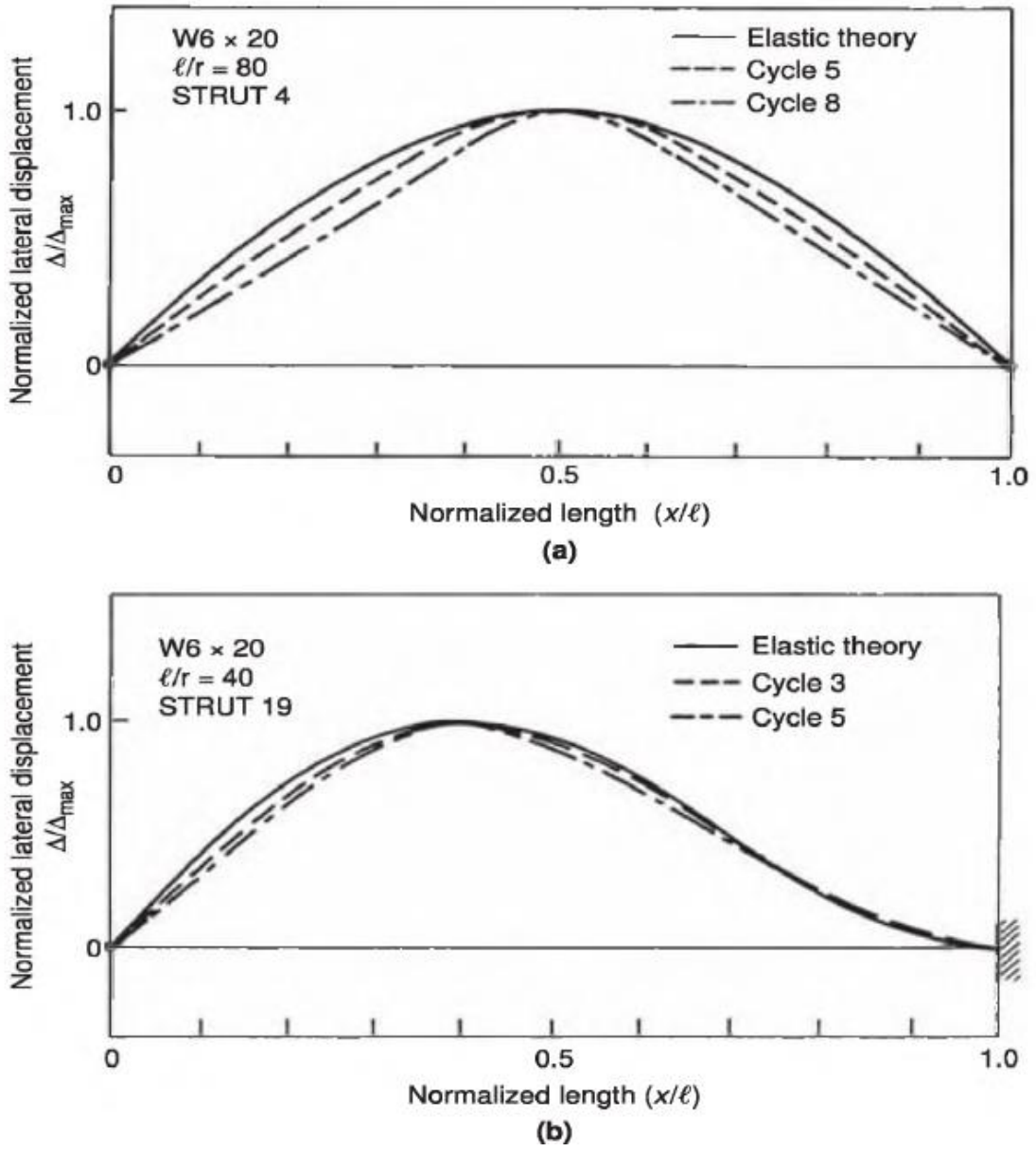
Sobre la base de las observaciones anteriores, los primeros requisitos de diseño sísmico para CBF dúctiles se formularon promoviendo el uso de riostras más robustas que podrían contribuir a la disipación total de energía histerética. De manera representativa, la edición de 1992 de las disposiciones sísmicas AISC solo permitía el uso de riostras con una relación de esbeltez menor o igual a $720/\sqrt{F_y}$, que correspondían a valores KL/r de 102 y 120 para F_y de 50 ksi y 36 ksi, respectivamente. La edición de 1995 aumentó este límite a $1000/\sqrt{F_y}$, correspondiente a 141 y 167 para los mismos dos grados de acero, respectivamente. La edición de 2010 permite el uso de valores $KL/\,r$ de hasta 200 cuando se consideran los principios de diseño de capacidad en el diseño de las columnas.

Figura 21. Envolventes normalizadas para riostras: (a) Comparación de la fuerza axial normalizada frente al desplazamiento axial normalizado; (b) Definición gráfica de envolvente.



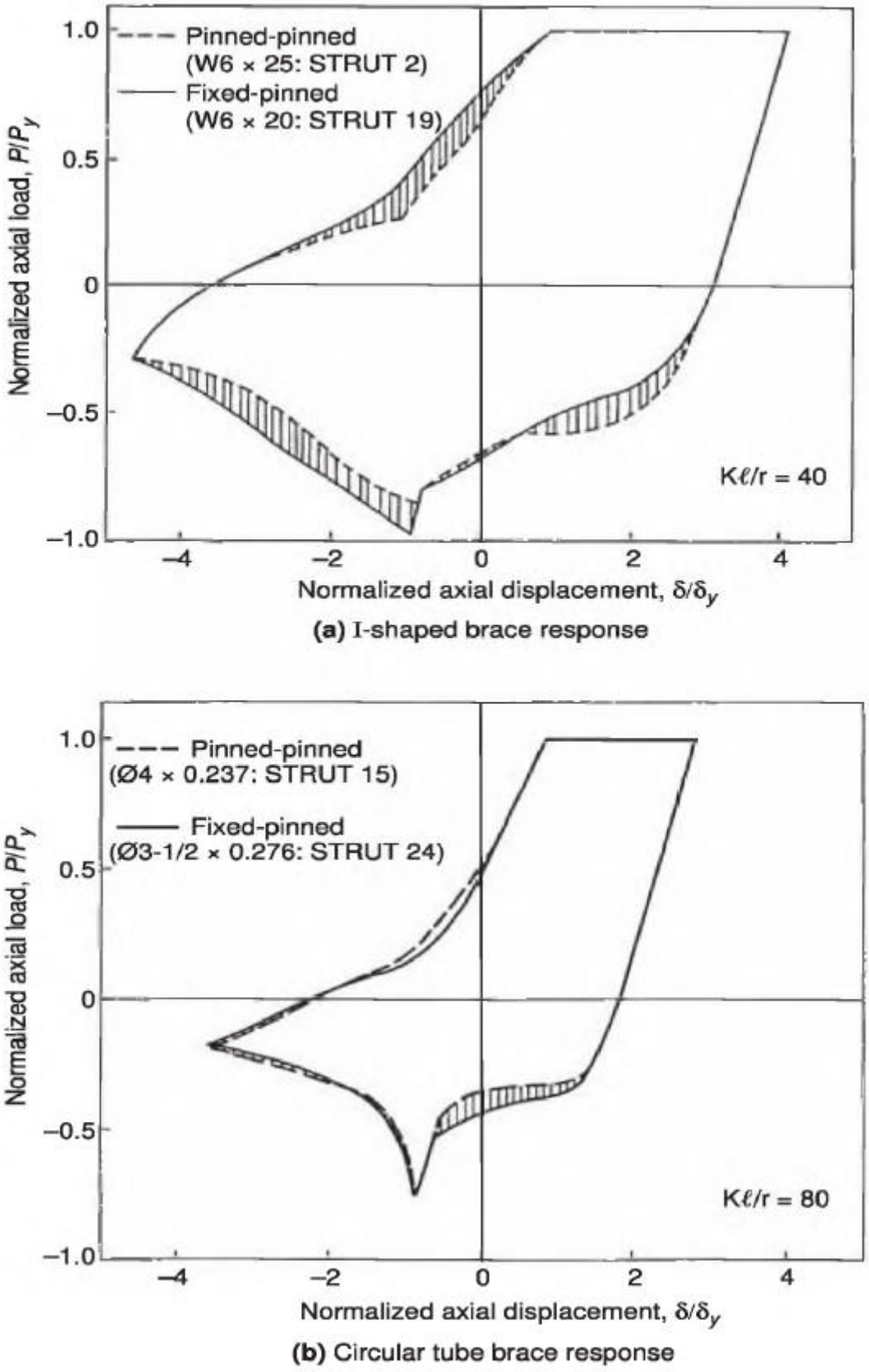
Fuente: Black, Gary R.; Wenger, Bill W.A.; Popov, Egor P. 1980. Inelastic Buckling of Steel Struts Under Cyclic Load Reversal.

Figura 22. Formas pandeadas elásticas e inelásticas para vigas en forma de I: (b) condiciones de extremo fijo con pasador.



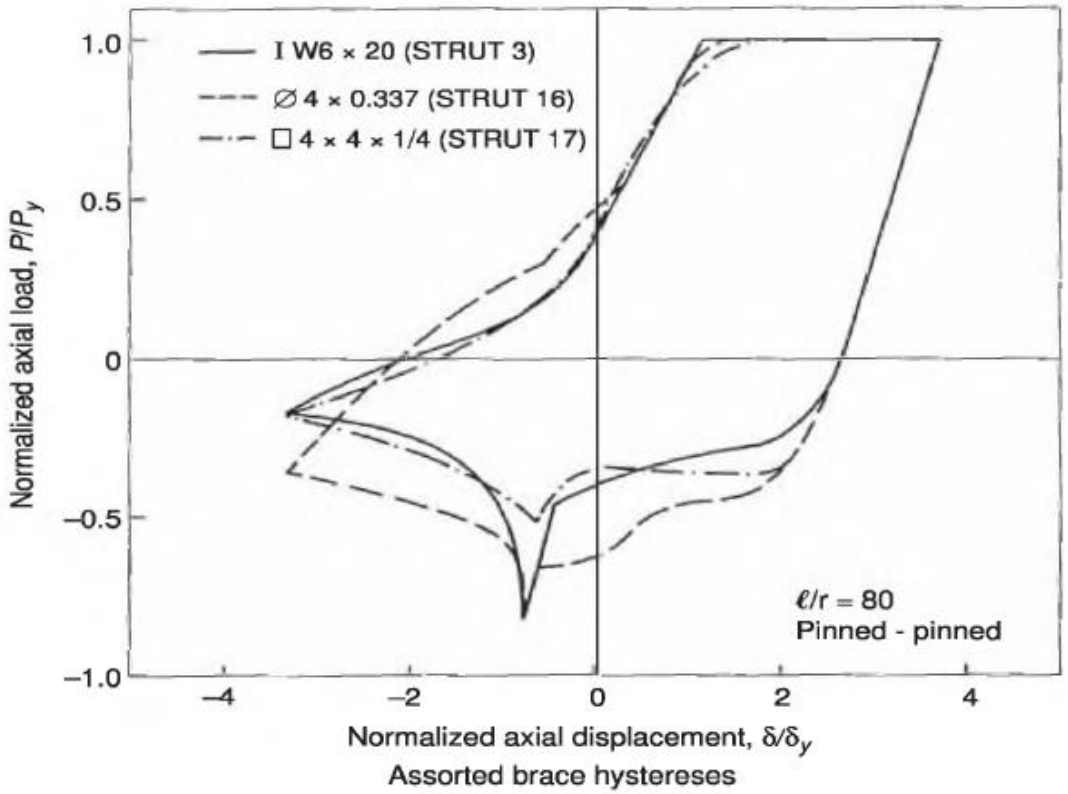
Fuente: Black, Gary R.; Wenger, Bill W.A.; Popov, Egor P. 1980. Inelastic Buckling of Steel Struts Under Cyclic Load Reversal.

Figura 23. Curvas histeréticas para riostras con diferentes condiciones finales.



Fuente: Black, Gary R.; Wenger, Bill W.A.; Popov, Egor P. 1980. Inelastic Buckling of Steel Struts Under Cyclic Load Reversal.

Figura 24. Curvas histeréticas para riostras con diferentes formas de sección transversal.



Fuente: Black, Gary R.; Wenger, Bill W.A.; Popov, Egor P. 1980. Inelastic Buckling of Steel Struts Under Cyclic Load Reversal.

Degradación de la resistencia a la compresión de la riostra bajo carga repetida

El conocimiento de la fuerza resistida por una riostra a lo largo de su respuesta cíclica es importante, ya que las variaciones en este valor afectan cómo fluyen las fuerzas a través del sistema estructural y, en consecuencia, cómo las conexiones y otros miembros estructurales deben diseñarse para resistir estas demandas.

La Figura 19 y Figura 20 muestran la reducción progresiva de la resistencia al pandeo en los ciclos de carga inelásticos subsiguientes (es decir, el punto G en la Figura 18). Los primeros requisitos de diseño sísmico especificaban que en el diseño se considerara una resistencia a la compresión reducida, C'_r, en lugar del valor utilizado de otro modo en aplicaciones no sísmicas, C_r. Se entendió que la relación, C'_r / C_r dependía principalmente de la relación de esbeltez, KL/r, las expresiones de muestra que se utilizaron entonces para capturar esta relación incluyen:

SEAOC 1990

$$C'_r = \frac{C_r}{1 + 0.50\left(\frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{0.5F_y}{E}}\right)}$$

CSA 1994

$$C'_r = \frac{C_r}{1 + 0.35\left(\frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}}\right)}$$

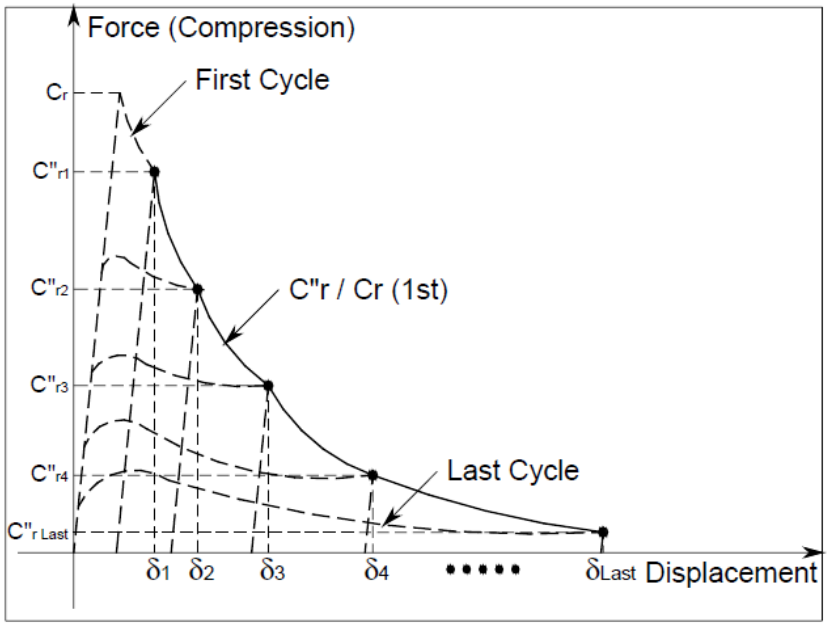
Usando estas ecuaciones, para una relación de esbeltez igual a 0, $C'_r = C_r$, mientras que para una riostra de acero Grado A36 con una relación de esbeltez de 130, $C'_r = 0.67C_r$. Para simplificar, la resistencia de diseño de una riostra según la especificación AISC LRFD (AISC 1992) se calculó como $0.8\phi_c P_n$ donde ϕ_c era el factor de resistencia para los componentes de compresión y C_r la resistencia axial nominal de la riostra (es decir, $C_r = 0.8\phi_c P_n$). Curiosamente, $C'_r = 0.8C$ se obtendría de la Ecuación 9.1a con una relación de esbeltez de aproximadamente 65, que era equivalente al C' promedio obtenido en el rango de valores permitidos de KL / r en ese momento. Diseñar riostras asumiendo que su resistencia es C'_r fue equivalente a descuidar la resistencia C_r del primer ciclo y asumir que la resistencia a la compresión de la riostra no se degradó más después del segundo ciclo (lo cual es incorrecto). Tenga en cuenta que tanto C'_r como C_r debían considerarse en los cálculos de diseño de capacidad, dependiendo de qué caso entregaría la carga máxima a otros componentes o sistemas. Las ediciones posteriores de las Disposiciones sísmicas de AISC redujeron el factor 0,8, reconociendo que otros factores tenían un mayor impacto en el logro de una respuesta cíclica CBF satisfactoria.

Uno de esos factores es la degradación de la resistencia de la riostra después de ciclos repetidos de deformaciones inelásticas. Para propósitos de diseño de capacidad, la capacidad de compresión de la riostra cuando todo el pórtico alcanza su deformación de balanceo máxima, que se define aquí como C''_r, puede ser sustancialmente menor que C'_r por lo tanto, más relevante para considerar en el diseño. De hecho, como plástico la bisagra se desarrolla en el medio de la riostra, C''_r cae a medida que aumenta la deformación. Esto significa que, en el balanceo máximo, cuando la riostra de tensión ha cedido, sólo una pequeña fracción de la resistencia al pandeo por compresión original de la otra riostra es efectiva.

Lee y Bruneau [24] cuantificaron la degradación de la fuerza de las riostras en ciclos repetidos extrayendo la compresión de la curva de fuerza-desplazamiento histerética completa obtenida de 66 pruebas por varios investigadores, y superponiéndolas para comenzar desde el

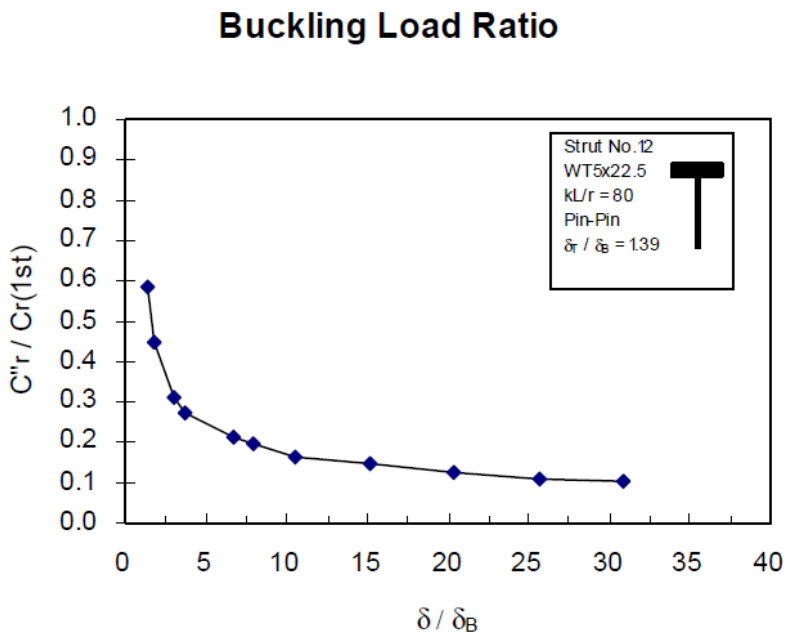
mismo desplazamiento cero, como se muestra. en la Figura 25 (ϕ tomado como 1.0 para este propósito) en términos de δ / δ_B, donde δ_B es el desplazamiento axial en el primer pandeo. Para una curva típica, esquemáticamente idealizada en esa figura, la magnitud de las deformaciones axiales típicamente aumentó en los ciclos posteriores como consecuencia de los protocolos de prueba adoptados (tenga en cuenta que solo se consideraron los ciclos que produjeron desplazamientos que exceden los valores obtenidos previamente). En el ciclo "n-ésimo", más allá del primer pandeo (definido experimentalmente como C_r), la resistencia a la compresión de la riostra en el punto de desplazamiento máximo para esa excursión compresiva, δ_n, se etiquetó como C''_{rn} , el subíndice numérico que indica el número de ciclo. El valor de C''_r luego se dividieron por C_r para la normalización. Esta fuerza normalizada se etiqueta C''_r / C_r (1^{st}) , el calificador" 1^{st} "implica “la fuerza obtenida la primera vez que se alcanza este desplazamiento ". La Figura 26 muestra una curva típica obtenida siguiendo este procedimiento. Esa curva puede considerarse una envolvente de fuerza-desplazamiento normalizada de la riostra en compresión.

Figura 25. Definición de capacidad de pandeo normalizada



Fuente: Lee, Kangmin; Bruneau, Michel. 2002. Review of Energy Dissipation of Compression Members in Concentrically Braced Frames.

Figura 26. Ejemplo de resistencia a la compresión máxima normalizada alcanzada con datos de ciclos repetidos $C_r''/C_r\ (1^{st})$.



Fuente: Lee, Kangmin; Bruneau, Michel. 2002. Review of Energy Dissipation of Compression Members in Concentrically Braced Frames.

Además, la resistencia a la compresión de la riostra registrada durante el último ciclo de pruebas también fue de interés. Se calculó en cada uno de los puntos de desplazamiento considerados anteriormente, $8n$, como se muestra en la Figura 27, dando los resultados típicamente mostrados en la Figura 28. Esta resistencia normalizada se denominó $C_r''/C_r\ (último)$, el calificativo último "implicando" la resistencia obtenida durante el último ciclo de prueba.

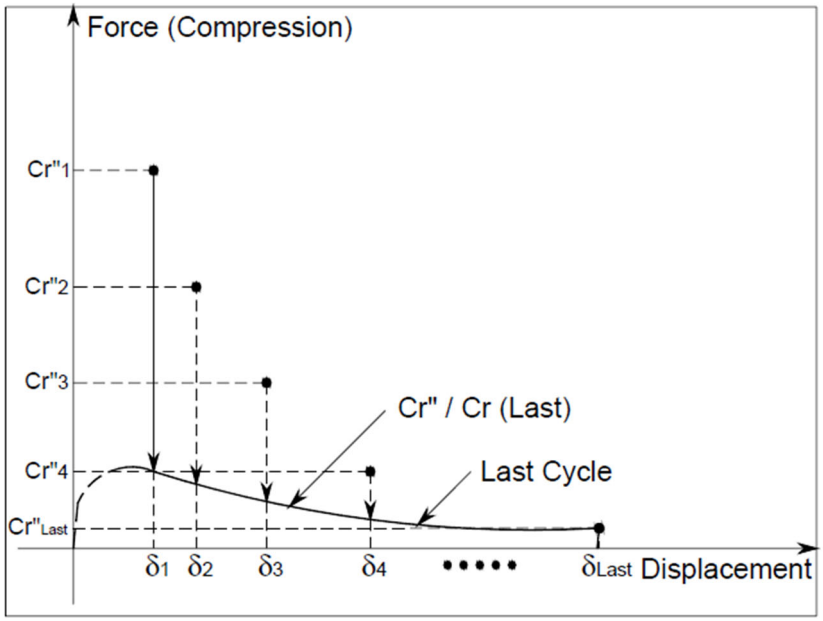
El uso de los mismos puntos de desplazamiento para calcular tanto $C_r''/C_r\ (1^{st})$ como $C_r''/C_r\ (último)$ permite calcular la relación de estos valores. Una relación grande indica una caída considerable de la resistencia en un desplazamiento específico, δ/δ_B, mientras que una relación más baja expresa una degradación de la resistencia bastante estable desde el primer hasta el último ciclo. En la Figura 29 se muestra un resultado típico. Lee y Bruneau [24] presentan resultados para todos las riostras considerados, junto con datos similares sobre la disipación de energía histerética normalizada de las riostras de compresión.

Los resultados obtenidos indicaron que la reducción en la envolvente normalizada $C_r''/C_r\ (1^{st})$ es particularmente severa para las riostras en forma de W que tienen KL/r por encima de 80, cayendo a aproximadamente 0.2 cuando los desplazamientos normalizados exceden 5. El comportamiento no es significativamente peor para KL/r en el rango de 120 a

160. Los tubos funcionan relativamente mejor, en todo el rango de delgadez, con riostras de doble ángulo entre estos dos casos. Los resultados para C_r''/C_r $(último)$ y C_r''/C_r $(último/1^{st})$ mostraron que la capacidad de compresión a valores bajos de δ/δ_B cae rápidamente con ciclos repetidos, y que C_r''/C_r (1^{st}) es efectivamente igual a C_r''/C_r $(último)$ en desplazamientos normalizados superiores a 3 en la mayoría de los casos [24].

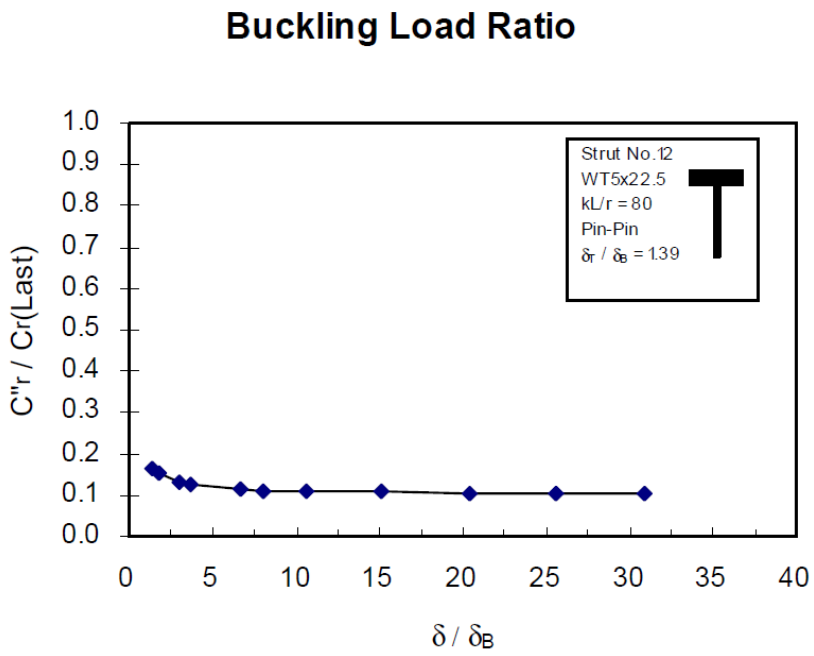
Estos resultados indicaron que cuando un arriostramiento doblado que tiene arriostramientos con KL/r mayor que 80 alcanza su ductilidad de desplazamiento esperada de 3 a 4, la resistencia a la compresión de un arriostramiento ya se ha reducido a aproximadamente el 20% de su resistencia al pandeo original (40% para el cuadrado HSS). Se obtuvieron resultados similares para la capacidad de disipación de energía normalizada en compresión. Dado que la mayoría de las riostras en el diseño real tienen una esbeltez superior a 80, esto confirmó que los límites de KL/r especificados por las diversas especificaciones de diseño sísmico no están correlacionados con la efectividad de la riostra en compresión; sin embargo, pueden relacionarse con otros factores, como se muestra en el siguientes secciones.

Figura 27. Definición de capacidad de pandeo normalizada



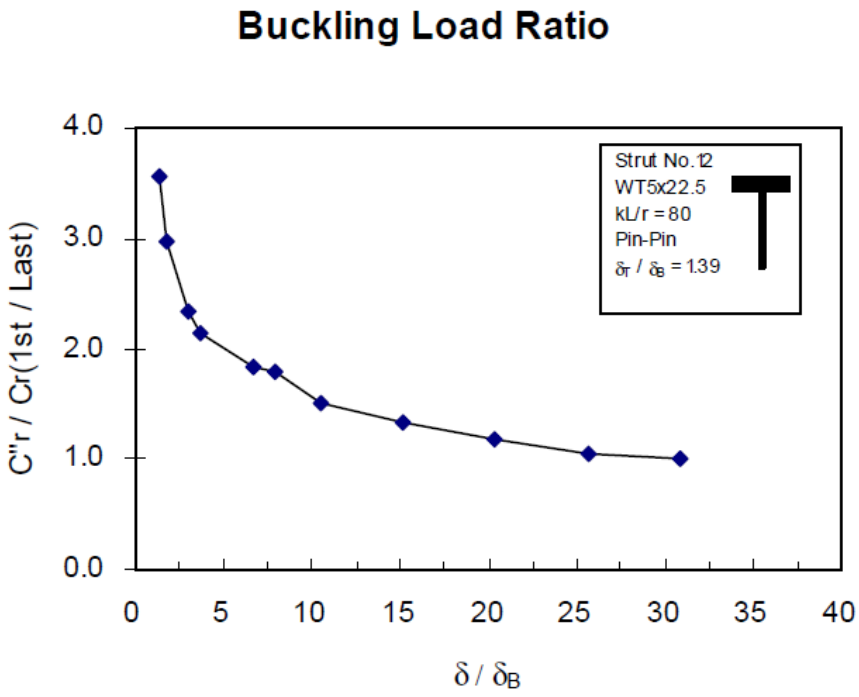
Fuente: Lee, Kangmin; Bruneau, Michel. 2002. Review of Energy Dissipation of Compression Members in Concentrically Braced Frames.

Figura 28. Ejemplo de resistencia a la compresión máxima normalizada alcanzada con datos de ciclos repetidos, C_r''/C_r (último).



Fuente: Lee, Kangmin; Bruneau, Michel. 2002. Review of Energy Dissipation of Compression Members in Concentrically Braced Frames.

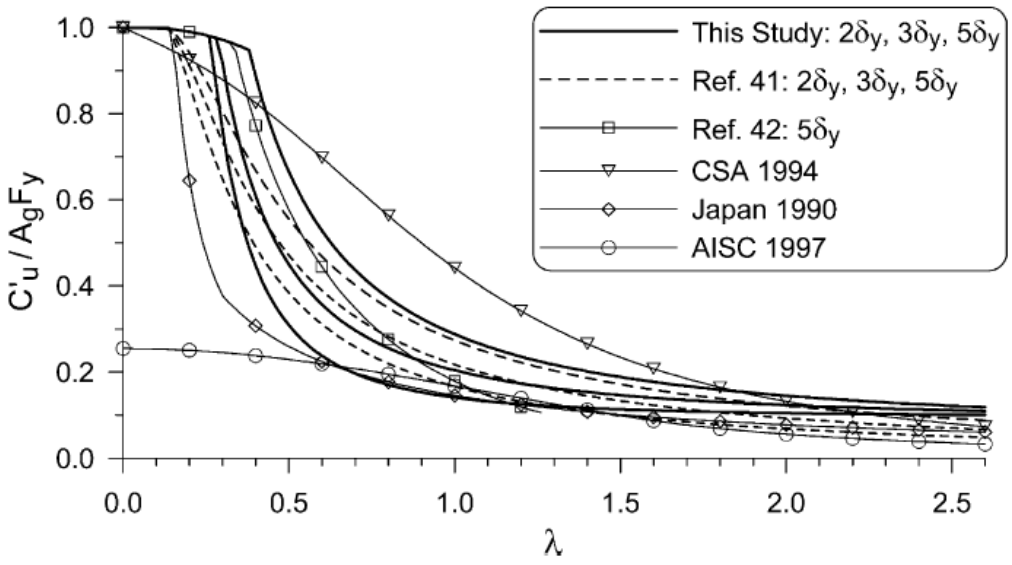
Figura 29. Ejemplo de resistencia a la compresión máxima normalizada alcanzada con datos de ciclos repetidos, C_r''/C_r (1^{st}/último)



Fuente: Lee, Kangmin; Bruneau, Michel. 2002. Review of Energy Dissipation of Compression Members in Concentrically Braced Frames.

Un estudio similar realizado en paralelo por Tremblay [25], considerando 76 pruebas de 9 programas experimentales, comparó varios enfoques para cuantificar la resistencia a la compresión de la riostra posterior al pandeo (expresada como C'_u en ese caso, pero equivalente a C''_r con $\phi = 1$ considerado anteriormente. Reconociendo que la resistencia posterior al pandeo depende de la magnitud de las deformaciones inelásticas, la Figura 30 presenta las degradaciones de resistencia resultantes como una función de la relación de esbeltez normalizada para el caso de riostras deformadas axialmente hasta cinco veces su desplazamiento de fluencia de tensión. En este estudio se utilizó la longitud arriostrada para cada uno de los experimentos considerados. Las ecuaciones para la resistencia mínima posterior al pandeo proporcionadas por varios códigos y estándares de diseño se representan en esta figura para compararlos con los datos de prueba y la resistencia a la compresión promedio obtenida del análisis de regresión de los datos. Los resultados de la Figura 30 muestran que el valor de $0.3\phi_c P_n$ introducido para riostras con disposiciones geométricas de V y V invertida en las Disposiciones Sísmicas AISC de 1995 (basadas en el trabajo de Hassan y Goel, 1991) concuerda bien con los datos sobre λ que van de 0.5 a 1.5 (es decir, KL/r de 38 a 113 para $F_y = 50\ ksi$), pero se vuelve bastante conservador para riostras más robustas. Los resultados también muestran que el uso de un valor constante independiente de la delgadez proporciona una coincidencia deficiente.

Figura 30. Resistencia a la compresión posterior al pandeo.



Fuente: Tremblay, Robert. 2002. Inelastic Seismic Response of Steel Bracing Members.

Tenga en cuenta que tanto C_r''"como C_r se deben considerar en los cálculos de diseño de capacidad, dependiendo de qué caso entregaría la carga máxima a otros componentes o sistemas (como se muestra en secciones posteriores), aunque esto no siempre se ha establecido explícitamente en los códigos de diseño o normas.

Sobrefuerza de compresión de la riostra en el primer pandeo

Tremblay [25] también cuantificó la resistencia a la compresión inicial de la riostra en comparación con las ecuaciones de diseño de AISC y CSA. Este valor es importante para estimar las fuerzas máximas aplicadas por los arriostramientos en compresión a sus conexiones y otros elementos estructurales.

Se encontró que la resistencia a la compresión esperada era típicamente mayor que la resistencia nominal calculada, particularmente para riostras más delgadas, probablemente como consecuencia de principios conservadores en las ecuaciones de diseño con respecto a las imperfecciones iniciales y las condiciones de tensión residual. Tremblay encontró que la sobrerresistencia promedio en todos los rangos de esbeltez es de 1,09 y 1,16 en comparación con las ecuaciones de diseño AISC 341 y CSA SI 6, respectivamente, con coeficientes de variación de 0,16 y 0,17.

Posteriormente, el AISC 341-05 requirió que las conexiones se diseñen para $1.1R_yP_n$, siendo P_n la resistencia a la compresión nominal según AISC 360, mientras que AISC 341-10 definió aún más P_n para esta aplicación en particular para que sea 1.1 veces menor que $R_yF_yA_g$ y $1.14F_{cre}A_g$donde F_{cre} es F_{cr}, determinado según AISC 360 Capítulo E, sustituyendo el límite elástico esperado R_yF_y en lugar de F_y en esta ecuación. Recuerde que la resistencia al pandeo por flexión por compresión de elementos compactos según AISC 360 viene dada por [26]:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right]F_y \quad donde \quad \frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \; (equivalent\ a\ F_e \geq 0.44F_y$$

Además de:

$$F_{cr} = 0.877F_e \quad cuando \quad \frac{KL}{r} \geq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Tenga en cuenta que estos valores de sobrerresistencia se determinaron considerando los valores reales de KL/r correspondientes a los experimentos revisados. Se advierte al diseñador

que, por las mismas razones, aunque considerar valores más altos de KL/r puede ser conservador para el diseño de la riostra, sería inapropiado para evaluar las demandas impuestas por la riostra en sus conexiones y otros elementos del marco.

Evolución de los límites de resistencia y delgadez en la norma AISC

La Tabla 3 resume cómo las Provisiones Sísmicas AISC, desde su edición de 1992 hasta 2016, han tenido en cuenta algunos de los parámetros descritos anteriormente. Esta perspectiva de la línea de tiempo de los requisitos codificados puede ser útil al revisar el diseño sísmico de edificios existentes, o al estudiar ayudas de diseño y tutoriales desarrollados haciendo referencia a ediciones anteriores de las disposiciones, ya que los cambios frecuentes que ocurrieron durante esas dos décadas pueden ser desconcertantes.

Pandeo local

El pandeo local es otro factor que tiene un gran impacto en el comportamiento de las riostras. Primero, el pandeo local conduce a una rápida degradación de la resistencia a la compresión y flexión de la riostra. En segundo lugar, y lo que es más importante, las grandes deformaciones locales que se desarrollan en las superficies de las placas dobladas son susceptibles a la fatiga de ciclo bajo tras ciclos repetidos de deformaciones inelásticas y, por lo tanto, el agrietamiento conduce a la fractura. Debido a que las riostras en un pórtico con arriostramiento concéntrico brindan rigidez lateral y resistencia a la estructura y son los elementos que disipan la energía sísmica, su fractura corre el riesgo de provocar el colapso del pórtico.

En riostras robustas, es deseable retrasar el pandeo local tanto como sea posible durante la deformación por compresión (más allá de prevenir su desarrollo antes de la deformación axial). En la Figura 31 se muestran casos de pandeo local axial, seguido rápidamente de fractura de la riostra [27]. Tenga en cuenta que, en algunas riostras robustas, el pandeo local produce desplazamientos laterales que pueden desencadenar el pandeo global de la riostra. Los casos de riostras robustas son menos comunes en la práctica, porque el diseño para un peso mínimo normalmente conduce a riostras más delgadas cerca de los límites superiores permitidos.

Tabla 3. Cambios en los requisitos de diseño para pórticos arriostrados.

CATEGORIAS	EDICIÓN 1992	EDICIÓN 1997		EDICIÓN 2002		EDICIÓN 2005		EDICIÓN 2010, 2016	
		OCBF	SCBF	OCBF	SCBF	OCBF	SCBF	OCBF	SCBF
R	5	5	6	5	6	3.25	6	3.25	6
KL/r	$\frac{720}{\sqrt{Fy}}$	$\frac{720}{\sqrt{Fy}}$	$\frac{1000}{\sqrt{Fy}}$	-	$\frac{1000}{\sqrt{Fy}}$	$\frac{720}{\sqrt{Fy}}$	$\frac{680}{\sqrt{Fy}}, \mathbf{200}$	$\frac{680}{\sqrt{Fy}}$	200
Tensión en la conexión	A_gF_y	$R_yA_gF_y$	$R_yA_gF_y$	-	$R_yA_gF_y$	$R_yA_gF_y$	$R_yA_gF_y$	*	$R_yA_gF_y$
Momento en la conexión	M_n	$1.1R_yM_p$	$1.1R_yM_p$	-	$1.1R_yM_p$	-	$1.1R_yM_p$	*	$1.1R_yM_p$
Compresión en la conexión	-	GS	GS	-	GS	-	$1.1R_yP_n$	*	$1.1R_yA_gF_y$
Resistencia esperada a la compresión posterior al pandeo	-	-	$0.30\phi_cP_n$	-	$0.30\phi_cP_n$	-	$0.30\phi_cP_n$	*	$0.3R_yA_gF_y$

Adoptado de Bruneau, Michel; Uang, Chia-Ming; Sabelli, Rafael. 2011. Ductile Design of Steel Structures

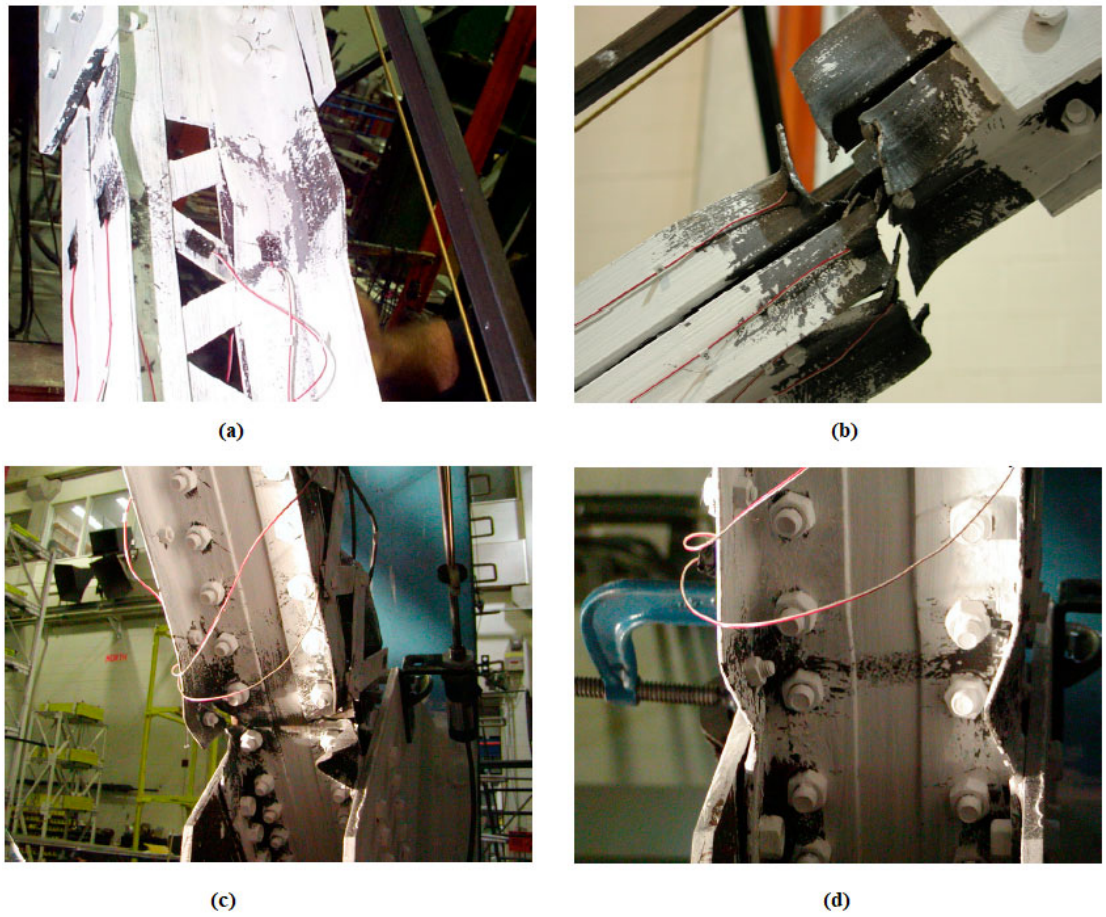
Nota:

ϕ_c=0.85 (2002 y anteriores), ϕc=0.95 (2005 hasta 2016)

* Diseñado para cargas sísmicas amplificadas, a menos que esté diseñado según los requisitos de SCBF

GS: Declaración genérica: "El diseño de las cartelas deberá incluir la consideración del pandeo"

Figura 31. Pandeo local axial en riostras construidas: (a) inicio del pandeo local; (b) fractura posterior a ciclos de desplazamientos inelásticos, para riostras con alma enrejada; (c) y (d) lo mismo para la viga con alma reforzada.



Fuente: Lee, Kangmin; Michel, Bruneau. 2004. Seismic Vulnerability Evaluation of Axially Loaded Steel Built-up Laced Members.

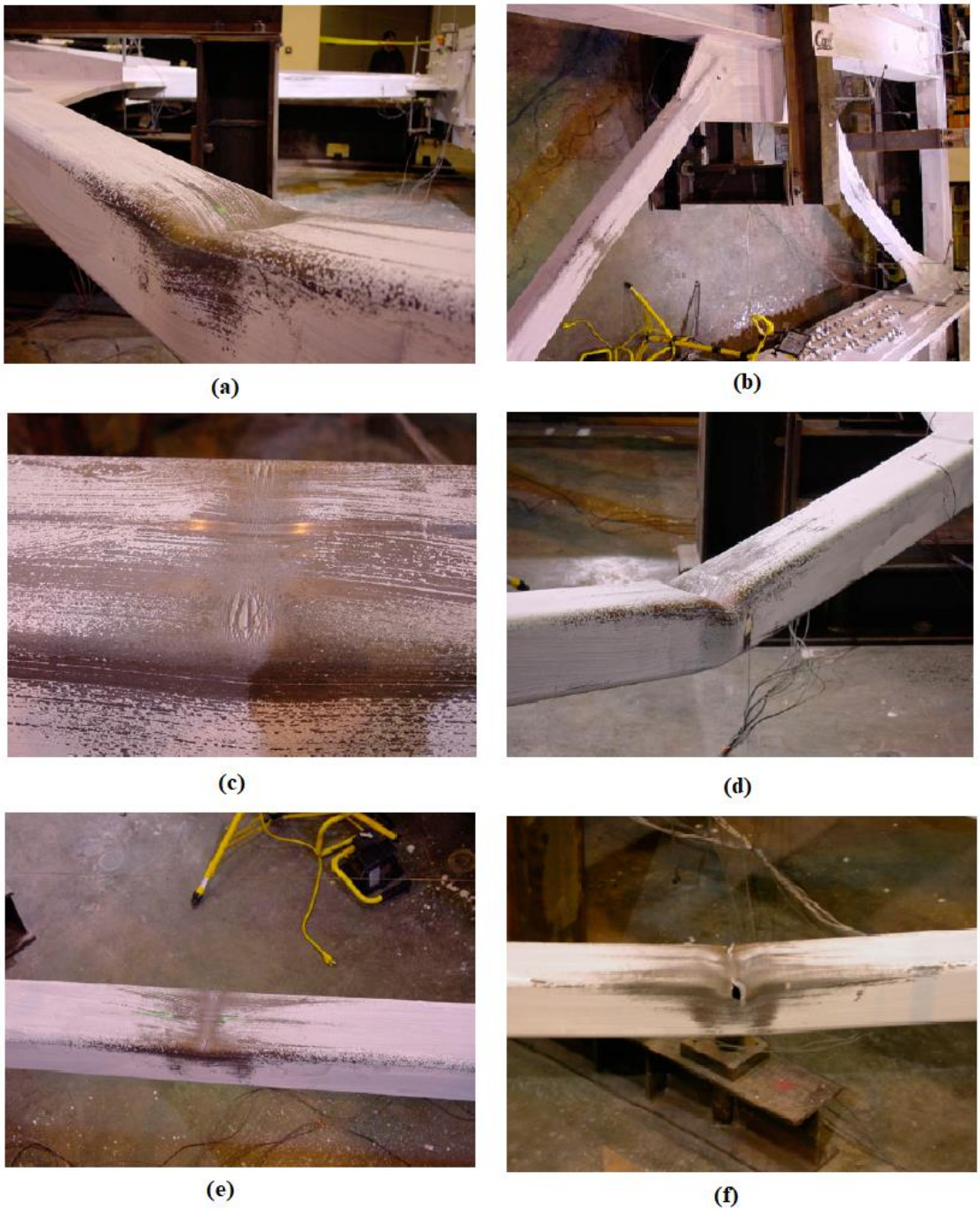
Según Uriz y Mahin [28] las riostras estructurales de formas huecas rectangulares (también conocidos como tubos) son particularmente propensos a pandeo local y fracturas posteriores durante deformaciones inelásticas cíclicas, con agrietamiento que a menudo se inicia en sus esquinas redondeadas donde se han introducido altas deformaciones durante su fabricación (al doblar una placa plana en la forma tubular final). Esto es desafortunado porque el alto radio de giro de los tubos rectangulares para un área transversal determinada los hace, por lo demás, muy deseables y de uso común como refuerzos sísmicos. En algunos casos, se ha observado que la fractura se desarrolla rápidamente después del inicio del pandeo local. Este fenómeno, desde el pandeo local hasta la fractura, se ilustra en la Figura 32 para una riostra tubular.

La prevención del pandeo local es fundamental para evitar la fractura prematura del material. Para todas las formas estructurales, la estrategia adoptada por los códigos y normas para retrasar el inicio del pandeo local ha sido limitar la relación ancho-espesor de las riostras. Dado que las

riostras desarrollan rótulas plásticas de flexión durante su pandeo, los límites en las relaciones ancho-espesor deben ser al menos tan estrictos como los de los elementos de flexión altamente dúctiles, y más estrictos en algunos casos dadas las grandes cargas axiales que resisten simultáneamente las riostras.

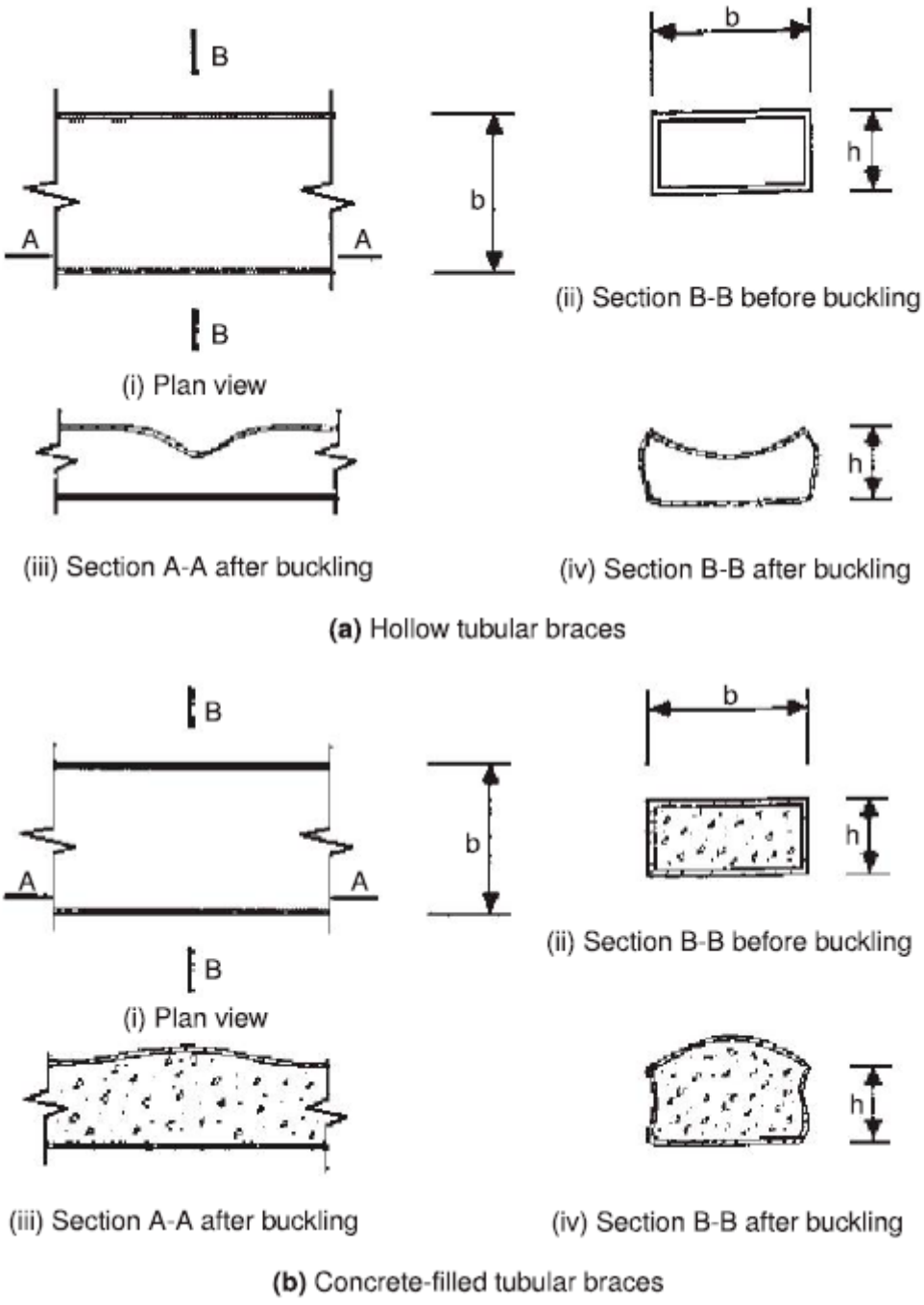
Como un enfoque alternativo para retrasar la aparición del pandeo local en las riostras tubulares, Liu y Goel [29] propusieron rellenarlos con hormigón expansivo. Investigaron la respuesta histerética de riostras similares, comparando las relaciones b/t de riostras de acero huecas aproximadamente iguales a 30 y 14, con una riostra que tiene la relación b/t más baja y está llena de hormigón. Además, informaron modos de pandeo general similares para los tres especímenes antes de la formación de la bisagra plástica y el pandeo local, pero que después de la formación de la bisagra plástica, las riostras con la relación b/t más pequeña y el relleno de concreto se desempeñaron sustancialmente mejor debido al pandeo local en la bisagra plástica. Las zonas se retrasaron y la fuerza de la ortesis se mantuvo relativamente constante con el ciclismo repetido. Para las dos secciones tubulares huecas probadas, la brida de compresión en la riostra en la bisagra de plástico se dobló hacia adentro y las almas de la riostra se abultaron hacia afuera (Figura 33a). Para las riostras rellenas de hormigón, debido al hormigón que restringe cualquier pandeo significativo hacia adentro, la pestaña del tubo se pandeó hacia afuera; la zona de pandeo local se alargó hasta aproximadamente el ancho del tubo y se redujo su severidad (Figura 33b), reduciendo la magnitud de las deformaciones en la zona de la bisagra plástica debido al pandeo local, retrasando el inicio de la fractura y disminuyendo la degradación del fuerza de compresión del refuerzo.

Figura 32. Etapas de fractura de riostras cargadas cíclicamente: (a) pandeo local desarrollado durante el pandeo fuera del plano; (b) riostra abrochada y reforzada con una deriva del 0,67%; (c) desgarros iniciales en la esquina de la riostra enderezada con una deriva del 0,67%; (d) pandeo fuera del plano de la riostra; (e) punto correspondiente de inicio de la fractura en la riostra reforzada con una desviación del 1,34%; (f) esquinas fracturadas; (g) cara fracturada; (h) fractura completa.



Fuente: Uriz, Patxi; A., Mahin Stephen. 2008. Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures

Figura 33. Secciones pandeadas de elementos de arriostramiento.



Fuente: Liu, Zhiyuan; Goel, Subhash C. 1988. Cyclic Load Behavior of Concrete-Filled Tubular Braces.

Modelos de fatiga de ciclo bajo

Si bien el énfasis de las primeras ediciones de las disposiciones sísmicas estaba en limitar la esbeltez de los miembros, KL/r, a valores relativamente bajos, los resultados de la investigación plantearon preocupaciones de que los arriostramientos dúctiles diseñados en total cumplimiento con estos requisitos no necesariamente tendrían una vida de fatiga de ciclo bajo suficiente para sobrevivir a las grandes deformaciones cíclicas impuestas por terremotos severos [30], ya que se desarrollan grietas y fracturas tempranas debido al pandeo local severo en las regiones de rótulas plásticas. Los límites globales de esbeltez de los miembros para riostras se redujeron en ediciones más recientes del código y los estándares de diseño sísmico como una forma de reducir las demandas de rotación de las rótulas plásticas en las riostras más recientes del código y los estándares de diseño sísmico como una forma de reducir las demandas de rotación de las rótulas plásticas en las riostras y, por lo tanto, para retrasar o prevenir las fracturas por fatiga de ciclo bajo. A medida que aumenta KL/r, la demanda inelástica durante el pandeo de la riostra disminuye, lo que conduce a menores deformaciones en la ubicación de la rótula plástica, lo que sugiere que el aumento de la delgadez del miembro es beneficioso y que KL/r es el parámetro más importante que controla el comportamiento y la respuesta global [30], [31] Podría decirse que las riostras delgadas que solo desarrollan pandeo elástico (es decir, sin rótulas de plástico) podrían tener un comportamiento más deseable, a costa de una baja resistencia a la compresión y sin disipación de energía en la compresión. En ausencia de rótulas plásticas en el medio de la riostra, siempre que no se desarrolle pandeo local en la riostra, no hay necesidad de preocuparse por la vida de fatiga de ciclo bajo de la riostra.

Para este propósito, se requerirán herramientas para evaluar la vida útil de fatiga de ciclo bajo de las riostras. Tenga en cuenta que, por lo general, siempre que se ha utilizado Δ en los modelos de fractura, en realidad corresponde al alargamiento axial de la riostra, es decir, δ según la notación utilizada en todas las demás secciones.

Comportamiento Histerético y diseño de Pórticos Arriostrados Concéntricamente

Configuración del sistema y problemas generales

Diseño y análisis de capacidad

La Figura 17 muestra las configuraciones de pórticos permitidos o prohibidas por el código AISC 341. Cualquiera de las configuraciones permitidas puede diseñarse para funcionar de manera dúctil y estable durante terremotos. Sin embargo, un diseño exitoso, independientemente de la configuración, debe reconocer y tener en cuenta la redistribución de fuerzas dentro del sistema estructural, ya que las riostras se comban en compresión, ceden en

tensión y pierden resistencia a la compresión ante grandes derivas y durante cargas repetidas. El reconocimiento explícito de esta importante redistribución es relativamente reciente en los códigos y estándares de diseño. Los pórticos arriostrados diseñados en ausencia de tales principios de diseño de capacidad exigidos pueden exhibir un comportamiento errático durante terremotos severos debido al posible pandeo de vigas y columnas o fallas de conexión.

Aunque la mayoría de los requisitos de diseño codificados contemporáneos han adoptado principios de diseño de capacidad que son generalmente aplicables para cualquier configuración de pórtico, muchos códigos y normas todavía tratan los marcos en V y en V invertida con requisitos separados, en reconocimiento de sus características únicas como resultado del desequilibrio de fuerzas aplicadas a sus vigas durante la deformación y el pandeo de la riostra. Por lo tanto, esta diferenciación se mantiene en la organización de esta sección.

Las riostras son los primeros elementos diseñados en un pórtico arriostrado concéntricamente. Las fuerzas para considerar para su diseño se obtienen típicamente de un análisis elástico, pero su comportamiento es altamente no lineal debido al pandeo y deformación de la riostra. Las riostras son los mecanismos de disipación de energía designados para este tipo de sistema estructural. La deformación y el pandeo de los arriostramientos se desarrollan típicamente con derivas de 0.3 a 0.5%, y las deformaciones axiales posteriores al pandeo de los arriostramientos pueden alcanzar hasta 20 veces su deformación elástica. Estos importantes requisitos que limitan la esbeltez de los miembros y las relaciones de ancho a espesor son obligatorios dado que la rotura de la riostra puede generar demandas excesivas en vigas y columnas y un posible colapso.

Habiendo diseñado las riostras, sus fortalezas dictan las demandas sobre los componentes restantes de los sistemas estructurales. Estas demandas sobre vigas, columnas, conexiones y otras partes se revisan en detalle a continuación, basándose en la información presentada en las secciones anteriores en lugar de repetirla. Estos componentes están diseñados para permanecer elásticos, y la siguiente discusión se centra en la determinación de las demandas para el diseño de estos elementos estructurales, con una excepción que, en muchos casos, el comportamiento dúctil de los conectores de cartela de riostra también es esencial para lograr resultados satisfactorios.

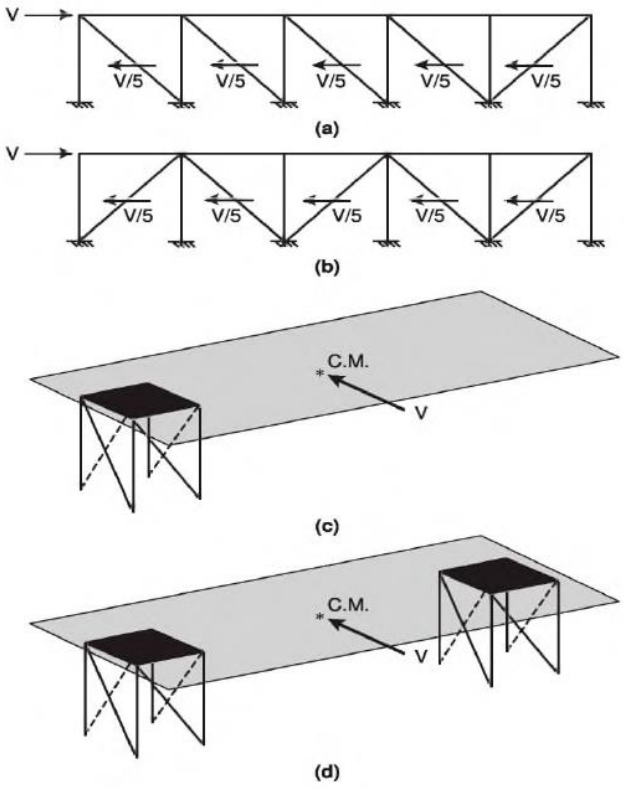
Tenga en cuenta que el análisis inelástico no lineal de pórticos arriostrados suponiendo conexiones de pasador en la intersección de todos los miembros (como se hizo en el análisis de celosías) predecirá inevitablemente la concentración de daño en un solo nivel del pórtico arriostrado, porque tal modelo idealizado no proporciona medios para ceder a propagarse a otros niveles. Esto es una consecuencia de la degradación posterior al pandeo de la resistencia

a la compresión y se agrava aún más por la ausencia de un endurecimiento por deformación significativo en las riostras. Sin embargo, los resultados de estos modelos simplificados no concuerdan con las observaciones de campo después de terremotos que demuestran la extensión de la deformación y el pandeo a lo largo de la altura del edificio. Esto se debe a que el modelo de conexiones pin no reconoce el papel clave que desempeñan todas las columnas (incluidas las que no forman parte de SCBF) para distribuir las fuerzas a lo largo de la altura de los edificios y proporcionar un "concepto de columna continua" y un procedimiento para estimar la concentración de deriva probable en marcos de diferentes alturas, que a su vez puede usarse para estimar la rigidez de la columna requerida para lograr el rendimiento deseado [32].

Diseños de riostras para resistencias laterales equilibradas

La disipación de energía por tensión en riostras es más fiable que por el pandeo de las riostras en compresión, incluso para riostras delgadas y compactas. En consecuencia, para garantizar un mínimo de redundancia estructural y un buen equilibrio de disipación de energía entre los miembros de compresión y tensión, los diseños estructurales que dependen predominantemente de la resistencia a la compresión de las riostras (en lugar de su resistencia a la tensión) deben evitarse en una perspectiva de diseño resistente a los terremotos. En la Figura 34 se muestran ejemplos de diseños inaceptables de pórticos arriostrados, junto con las alternativas recomendadas. Cuatro riostras en compresión y sólo una riostra en tensión resisten la carga aplicada en el pórtico arriostrado de cinco espacios que se muestra en la Figura 34a. Las cuatro riostras en el núcleo arriostrado de la Figura 34c están todas en compresión cuando resisten el momento de torsión resultante de la fuerza inercial inducida sísmicamente que actúa en el centro de masa (para simplificar, las columnas que resisten solo cargas de gravedad no se muestran en esa figura). En las Figura 34b y Figura 34d se muestras mejores diseños para cada uno de esos casos, respectivamente.

Figura 34. Diseños de riostras para asegurar una fuerza lateral equilibrada: (a y c) diseños inaceptables; (b y d) diseños alternativos aceptables.



Fuente: Bruneau, Michel; Uang, Chia-Ming; Sabelli, Rafael. 2011. Ductile Design of Steel Structures.

Este requisito a veces se ha interpretado considerando un equilibrio de las resistencias de los miembros en lugar de las fuerzas de diseño. Para los marcos que tienen el mismo número de riostras de compresión y tensión, y diseñados para límites de esbeltez de $4\sqrt{E/F_y}$, esta distinción fue menos significativa (es decir, para $F_y = 50$ ksi el límite de esbeltez se convierte en 98 y la resistencia a la compresión de una riostra porque esa esbeltez es la mitad de la resistencia a la tensión, la riostra de compresión proporciona el 33% de la resistencia del marco reforzado). Sin embargo, la cláusula se refiere al 30% y al 70% de la fuerza horizontal lateral basada en la distribución de fuerza del análisis elástico entre los miembros de tensión y compresión, independientemente de las resistencias de los miembros (es decir, para el mismo ejemplo de marco de dos riostras, esta distribución de fuerza es 50% y 50% ya que la abrazadera de compresión está diseñada para resistir la mitad de la fuerza aplicada).

Impacto del enfoque de diseño en la resistencia excesiva del sistema

El enfoque de diseño adoptado para los pórticos arriostrados puede tener un impacto significativo en su comportamiento. En la mayoría de las regiones sísmicas, es una práctica estándar utilizar el análisis elástico para determinar las fuerzas de los arriostramientos, que

implican fuerzas iguales en los arriostramientos de tensión y compresión cuando un número igual de arriostramientos de compresión y tensión (de la misma área y longitud) resisten la fuerza cortante horizontal. en un piso determinado. El área de la riostra está determinada por la resistencia a la compresión, y la resistencia a la tensión correspondiente es una consecuencia de esta área elegida. Dado que la tensión de pandeo de un miembro de compresión disminuye en función de KL/r, el área necesaria para resistir una fuerza de compresión dada aumenta para miembros más delgados, y también lo hace el límite elástico de tensión de la riostra correspondiente.

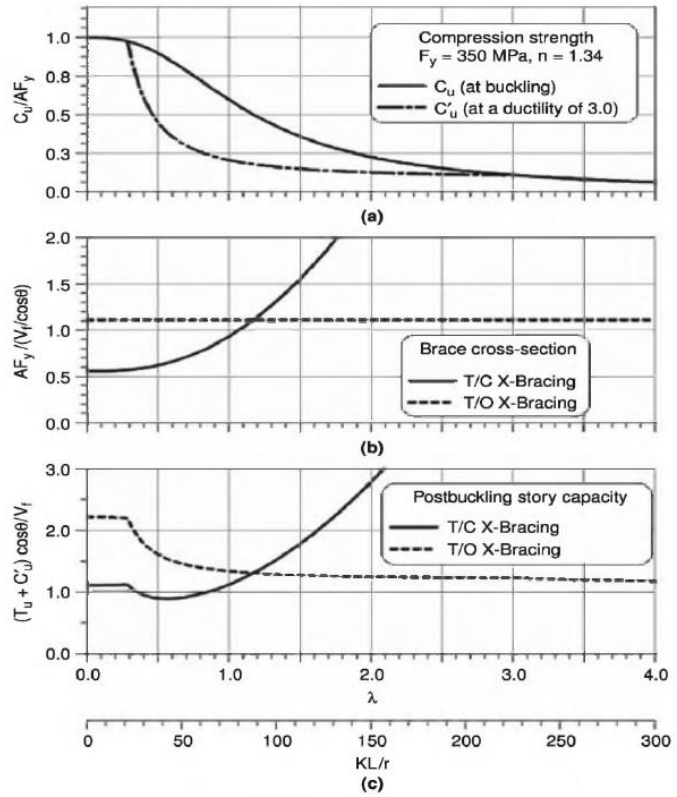
Cuando se utilizan riostras que tienen mayores valores de KL/r en pórticos arriostrados concéntricamente, debido a la mayor diferencia resultante en las resistencias a tracción y compresión, es posible una mayor sobrerresistencia del sistema, como se muestra en la Figura 35. En la Figura 35a muestra la resistencia a la compresión de la riostra en función de la esbeltez, según las ecuaciones de diseño CSA S16 (se obtendrían curvas similares según otras especificaciones de diseño), y la correspondiente resistencia a la compresión degradada después de los ciclos de desplazamiento a un nivel de demanda de ductilidad especificado. La Figura 35b muestra la resistencia a la tensión correspondiente, dado que el área de la riostra se determina a partir de la fuerza de compresión y, por lo tanto, aumenta en función de la esbeltez del miembro. La suma de la tensión de la riostra y las resistencias a la compresión degradadas, excepto en el rango aproximado de $25 < KL/r < 75$ donde se observa una ligera disminución en la resistencia del sistema, muestra una ganancia neta en la sobrerresistencia para miembros progresivamente más delgados (Figura 35c). Tremblay [33] demostró que esta sobrerresistencia puede tener un impacto positivo definitivo en el logro de una respuesta del pórtico reforzado más estable.

Diseño de riostra

Por lo general, el diseño de la riostra se rige por la resistencia a la compresión, que es una función de la esbeltez KL/r. La norma AISC 360 describe los procedimientos estándar para determinar el factor de longitud efectivo, K, para dimensionar las riostras, y los valores más altos se pueden usar de manera conservadora si en presencia de incertidumbres (normalmente se toma L como la distancia desde los ejes de intersección de los miembros estructurales en el análisis). Sin embargo, al utilizar los principios de diseño de capacidad para evaluar las demandas impartidas por las riostras de pandeo en sus conexiones y otros elementos estructurales, el conocimiento de la longitud efectiva real es importante y el conservadurismo dicta el uso de valores de K más bajos [26].

Los factores K recomendados para los marcos arriostrados sujetos a ciclos de deformaciones inelásticas dependen de las configuraciones de los arriostramientos (si los arriostramientos se cruzan o no entre niveles), pandeo en el plano o fuera del plano, tipos de conexión de arriostramiento e incluso tipos de sección transversal del arriostramiento.

Figura 35. Comparación de las resistencias para el diseño en función de la resistencia a la compresión (T/C) frente al supuesto de sólo tensión (T/O): (a) resistencia a la compresión y resistencia a la compresión posterior al pandeo degradada en función del área de la riostra; (b) área de arriostramiento en función de la fuerza de diseño lateral; (c) suma de las resistencias de las riostras en función de la fuerza de diseño lateral.



Fuente: Tremblay, Robert. 2003. Achieving a Stable Inelastic Seismic Response for Multi-Story Concentrically Braced Steel Frames.

Más allá de la selección de factores K apropiados, los problemas de diseño sísmico para riostras se limitan a la selección de miembros estructurales que cumplen con los límites especificados de relación ancho-espesor y límites de esbeltez del miembro. Las tablas de propiedades de miembros que solo incluyen miembros que cumplen con estos límites están disponibles para agilizar el diseño [22]. Tenga en cuenta que los problemas de esbeltez excesiva, cuando se encuentran durante el diseño, se pueden resolver cambiando las configuraciones de las riostras en lugar de usar riostras más grandes (por ejemplo, cambiando de arriostramiento en X a arriostramiento en V invertida en un piso o lugar en particular).

Pandeo cíclico inelástico fuera del plano

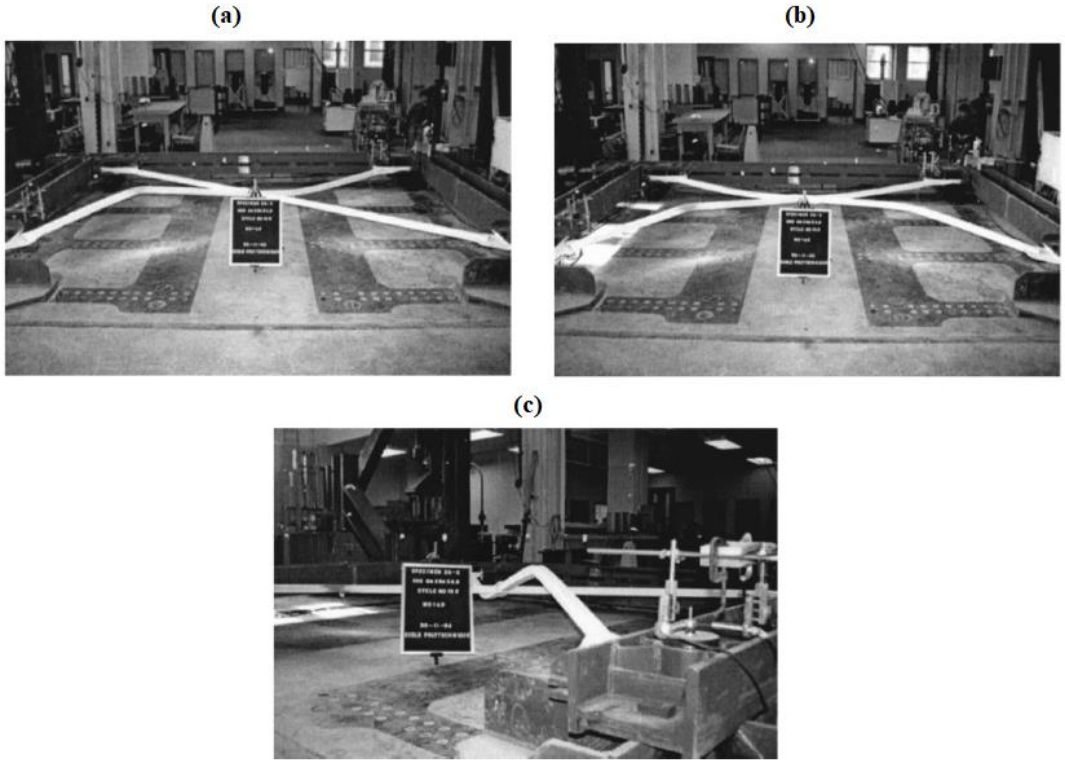
Los primeros estudios sobre el comportamiento elástico de los marcos con arriostramiento en X sujetos a cargas no cíclicas mostraron que el arriostramiento de tensión puede proporcionar cierta resistencia contra el pandeo fuera del plano del arriostramiento de compresión y justificaron el uso de un valor de K menor que uno para pandeo del plano. Sin embargo, en la perspectiva de la respuesta cíclica inelástica (como para el diseño sísmico), muchos ingenieros creían que esta suposición era incorrecta, dado que ambas riostras se pandean cuando el marco arriostrado se devuelve a su posición original (es decir, desplazamiento lateral cero del marco) después de haber sido estirado sucesivamente en tensión. Por lo tanto, recomendaron que se use un valor K de 1.0 para pandeo fuera del plano, sin depender de la riostra de tensión para proporcionar arriostramiento lateral en aplicaciones sísmicas.

La investigación sobre pórticos arriostrados en X (Tremblay et al. para el HSS rectangular [34]) demostró que, a pesar de la holgura de los arriostramientos anterior en los desplazamientos cero del marco, con fuera del plano pandeo en toda la longitud de la riostra, la riostra de tensión proporciona resistencia contra el pandeo fuera del plano de nuevo a medida que se recarga en desviaciones de marco más grandes. Para las riostras conectadas mediante refuerzos simples, El-Tayem y Goel [35] recomendaron el uso de una longitud efectiva de 0,85 veces la longitud de la mitad de la diagonal, mientras que Tremblay et al. [34] valores informados que oscilan entre 0,83 y 0,90 de L_H, donde L_H se define como la distancia entre el punto de intersección de la riostra y la rótula de plástico en la cartela.

Los valores de longitud efectiva anteriores para los modos de pandeo que incluyen rótulas de cartela variarían de manera esperada para diferentes espesores de este, con valores más gruesos acercándose progresivamente a las condiciones de fijación total, aunque dicha relación continua aún no se ha cuantificado. Como punto de datos, Nakashima y Wakabayashi [36] informaron que los análisis para el pandeo fuera del plano de pórticos arriostrados en X con arriostramientos de extremo fijo usando KL igual a 0,7 veces la longitud de la mitad de la diagonal proporcionaron una buena coincidencia con los resultados del experimento (nota que 0,7 es el factor de longitud efectivo teórico para una riostra de pasador fijo). Los resultados anteriores también asumen que las riostras son continuas a través de su punto de conexión de longitud media, o están reforzadas con placas de cubierta o por otros medios de puente para proporcionar rigidez continua a través de ese punto cuando se utilizan riostras discontinuas [34]. Las ecuaciones de longitud efectiva derivadas para el caso de riostras discontinuas están a la espera de verificación experimental [37].

Tenga en cuenta que aunque el pandeo elástico se desarrolla típicamente en ambos segmentos de la riostra comprimida en un marco con riostra en X, a medida que se desarrolla el pandeo inelástico, primero se desarrolla un pandeo de plástico en uno de los segmentos; la consiguiente degradación de la resistencia a la compresión de la riostra (Sección 9.2.3) da como resultado fuerzas más bajas en la riostra de compresión, evitando que se desarrolle pandeo inelástico en el segundo segmento de la riostra. Este fenómeno frecuentemente reportado Tremblay et al. [34] y se ilustra en la Figura 36.

Figura 36. Respuesta de pandeo fuera del plano de la muestra en estudio. (a) bajo una gran deriva negativa de piso; (b) deformación cercana a cero; y (c) bajo una gran deriva positiva de piso.



Fuente: Tremblay, Robert; Archambault, M.H; Filiatrault, André. 2003. Seismic Response of Concentrically Braced Steel Frames Made with Rectangular Hollow Bracing Members.

Pandeo cíclico inelástico en el plano

Para muchos detalles típicos de conexión de riostra, los refuerzos proporcionan más restricción contra el pandeo en el plano de los riostras que el pandeo fuera del plano; para una esbeltez igual de la riostra, el momento plástico de la placa de refuerzo que gira fuera del plano es menor que el momento plástico de la riostra para acomodar el pandeo en el plano de la riostra (es poco probable que la riostra se articule en esa dirección). Sin embargo, en muchos casos, puede ocurrir pandeo en el plano en lugar de pandeo fuera del plano (o estar diseñado para que

ocurra, ya que el pandeo en el plano es más deseable para evitar daños en revestimientos adyacentes y elementos no estructurales).

Para riostras que se extienden libremente entre columnas y vigas (por ejemplo, configuraciones en las Figura 17a, c, d y e), pandeo en el plano y desarrollo de bisagras plásticas en los riostras adyacentes al refuerzo, Astaneh-Asl y Goel [38] recomendaron un valor de KL de $0.5L_H$ (correspondiente a condiciones de fijo-fijo). Tremblay [39] recomendó un $KL = 0.9L_H$ cuando se usaba un refuerzo horizontal de "placa de cuchillo" desarrollado específicamente para facilitar el pandeo en el plano, siendo L_H la distancia entre las bisagras de plástico en el refuerzo.

Nakashima y Wakabayashi 1992 [36] consideran que existe una cantidad considerablemente menor de datos para pandeo en el plano en pórticos arriostrados en X. Por lo tal recomiendan un valor K de 0.6 usado con la mitad de la longitud total de la riostra para las riostras que desarrollan su capacidad de momento plástico en sus conexiones finales.

Riostras construidas

Las riostras de doble ángulo se utilizan con frecuencia en pórticos reforzados, así como otras formas construidas ocasionalmente. Para los modos de pandeo que pueden imponer un gran esfuerzo cortante en las puntadas, la norma AISC 341 requiere que la relación de esbeltez de los elementos de pandeo individuales entre las puntadas no sea mayor que la esbeltez gobernante del miembro construido, y que la suma de las resistencias al corte de las puntadas excede la resistencia a la tracción de cada elemento de la riostra construida. Este requisito más estricto que lo que se especifica en la AISC 360 se formuló en base a los resultados de la investigación que mostraron pandeo local más severo y fractura prematura en tales riostras construidas sometidas a deformaciones cíclicas inelásticas. Además, se utilizarán al menos dos puntadas, ninguna de las cuales se ubicará en el cuarto medio de la longitud de la riostra; Los agujeros atornillados donde se espera que se formen rótulas plásticas en las riostras no son deseables dado que las tensiones más altas que se inducirían en la sección de red de dichas riostras conducirían a su fractura prematura.

Diseño de Viga

El efecto de la redistribución de la carga debido al pandeo y deformación de la riostra debe considerarse para el diseño de vigas en los tramos arriostrados. Para asegurar la respuesta del marco dúctil, las fuerzas resultantes en las vigas en los tramos arriostrados se pueden calcular usando principios de diseño de capacidad. Se deben considerar tanto los casos de resistencias a la compresión post pandeo máximas como degradadas para determinar las demandas críticas

de las vigas a lo largo de la respuesta cíclica del marco. Esta sección ilustra cómo se logra esto para algunas configuraciones típicas de marcos arriostrados; en todos los casos aquí, las fuerzas de tensión y compresión en las riostras se consideran positivas.

Configuraciones de pórticos arriostrados en V invertido y en V

El impacto de las fuerzas desiguales de compresión y tensión en el comportamiento de los marcos en V y en V invertida ha sido reconocido desde hace mucho tiempo por Khatib et al. [40]. Si se tiene en cuenta incorrectamente, la fuerza desequilibrada resultante puede afectar negativamente el comportamiento de las vigas y, a su vez, conducir a mecanismos de colapso de plástico indeseables. La Figura 37 ilustra este concepto para una trama simple.

En el rango elástico, cada riostra resiste la mitad de la carga lateral aplicada. Sin embargo, una vez que se alcanza la resistencia al pandeo de la riostra de compresión, cualquier aumento adicional en la carga lateral, V, es totalmente resistido por la riostra en tensión. La diferencia en el componente vertical de las fuerzas da como resultado una carga vertical desequilibrada, Pun, aplicada a la viga en el punto de intersección de la viga a la riostra.

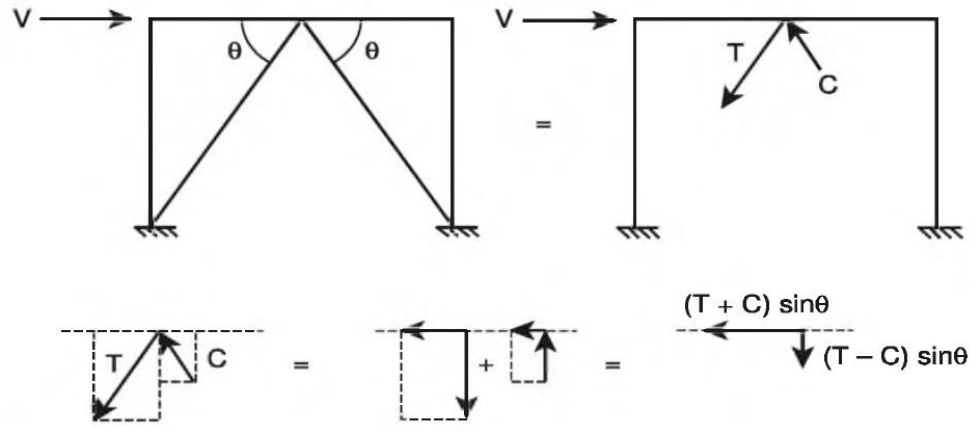
En el rango elástico, cada riostra resiste la mitad de la carga lateral aplicada. Sin embargo, una vez que se alcanza la resistencia al pandeo de la riostra de compresión, cualquier aumento adicional en la carga lateral, V, es totalmente resistido por la riostra en tensión. La diferencia en el componente vertical de las fuerzas da como resultado una carga vertical desequilibrada, P_{unv}, aplicada a la viga en el punto de intersección de la viga a la riostra:

$$P_{un-v} = (T - C)\sin\theta$$

donde el ángulo θ se define en la Figura 37. Asimismo, la fuerza axial en la viga es:

$$P_{un-h} = (T - C)\cos\theta$$

Figura 37. Fuerzas que actúan sobre la viga del pórtico con arriostramiento en V invertido debido a una resistencia desequilibrada.



Fuente: Bruneau, Michel; Uang, Chia-Ming; Sabelli, Rafael. 2011. Ductile Design of Steel Structures.

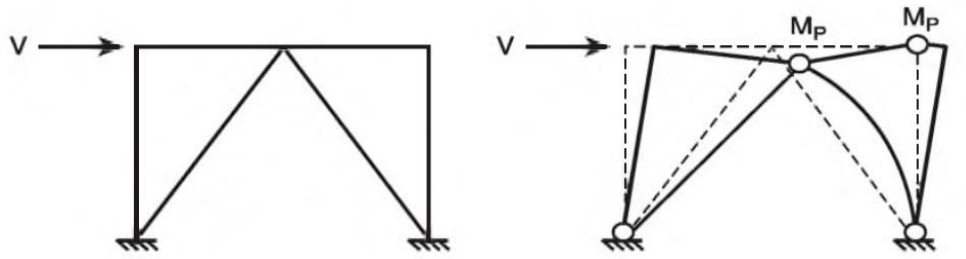
La magnitud de la fuerza desequilibrada cambia a medida que aumentan las derivas y se puede calcular teniendo en cuenta la resistencia degradada de la riostra en función de la deriva (como un comportamiento histerético de la riostra simplificado).

Por conveniencia, la fuerza horizontal desequilibrada utilizada en el diseño viene dada por la ecuación P_{un-h} considerando el límite elástico esperado de la riostra de tensión junto con la resistencia máxima al pandeo esperada de la riostra de compresión (es decir, despreciando cualquier degradación de la resistencia de la riostra que ya haya tenido lugar en la deriva en la que se produce la fluencia de la riostra de tensión). Durante la carga inelástica cíclica, esta fuerza horizontal máxima podría alcanzarse durante el ciclo cuando se produce el pandeo de la riostra por primera vez (es decir, la resistencia máxima a la compresión) seguido de la deformación por tracción de la otra riostra. Para áreas de riostra dadas, la magnitud de esta fuerza horizontal desequilibrada aumenta al disminuir la esbeltez del riostra KL/r.

La fuerza vertical desequilibrada más grande se alcanza cuando la riostra de tensión ha cedido y la riostra de compresión ha alcanzado su resistencia post pandeo más baja. Para cargas cíclicas, esta sería la resistencia a la compresión degradada. Para áreas de riostra dadas, la magnitud de esta fuerza vertical desequilibrada aumenta con el aumento de la esbeltez del riostra.

Tenga en cuenta que, aunque las riostras reducen el tramo de la viga durante la respuesta elástica, este beneficio se pierde durante la respuesta inelástica, con las riostras aplicando un tirón hacia abajo a la viga. De hecho, a menos que la viga esté diseñada para considerar el desarrollo de esta fuerza desequilibrada, puede desarrollar bisagras plásticas antes de ceder la riostra de tensión, con el mecanismo de colapso plástico resultante indeseable que se muestra en la Figura 38. Khatib [40] y otros han demostrado que tal flexibilidad de la viga y mecanismo plástico pueden causar deformaciones inelásticas.

Figura 38. Mecanismo de colapso indeseable del marco en V invertido con rótulas en la viga.

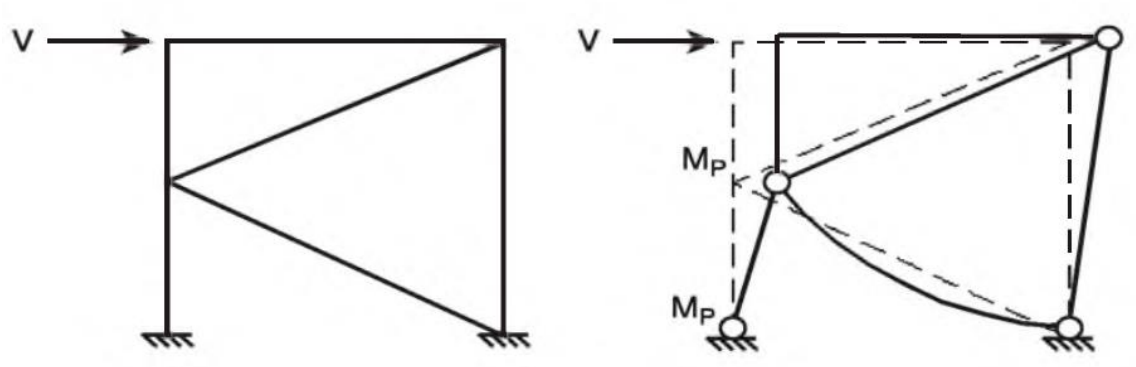


Fuente: Bruneau, Michel; Uang, Chia-Ming; Sabelli, Rafael. 2011. Ductile Design of Steel Structures.

Los conceptos anteriores también explican por qué algunas configuraciones de pórticos arriostrados son indeseables en regiones sísmicas. Por ejemplo, en un pórtico arriostrado tipo K (Figura 39), las resistencias desiguales al pandeo y la tensión de los arriostramientos crearían una carga horizontal desequilibrada tirando a media altura de las columnas, poniendo en peligro la capacidad de la estructura para resistir cargas de gravedad.

La edición de 1992 de las Disposiciones sísmicas de AISC intentó indirectamente explicar el comportamiento anterior al requerir que las riostras de compresión en los marcos en V, en V invertida y en K se diseñen para una fuerza 50% mayor que la calculada de otra manera. Más apropiadamente, las demandas debidas a tales fuerzas desequilibradas se consideraron explícitamente por primera vez en las Disposiciones sísmicas de AISC de 1997, como un caso especial, para el diseño de marcos arriostrados en V y tipo V invertida, mientras que el uso de marcos arriostrados en K quedó prohibido en SCBF (pero permaneció permitido en OCBF de dos pisos o menos, hasta AISC 341-05) [26].

Figura 39. Mecanismo de colapso del marco K-arriostrado, con rótula en la columna.



Fuente: Bruneau, Michel; Uang, Chia-Ming; Sabelli, Rafael. 2011. Ductile Design of Steel Structures.

De acuerdo con la filosofía introducida en 1997, pero afectada por los cambios descritos en la Tabla 9.1, el AISC 341-16 requiere que las vigas en SCBF se diseñen para resistir una carga vertical desequilibrada máxima calculada utilizando el límite elástico esperado ($R_y F_y A_g$) de las riostras en tensión, y el 30% de la resistencia al pandeo de la riostra en compresión, expresada como 0.3 veces el menor de $R_y F_y A_g$ y $1.14 F_{cre} A_g$ / donde F_{cre}, es F_{cr}, determinado por AISC 360 Capítulo E usando el límite elástico esperado $R_y F_y$ en lugar de F_y (tenga en cuenta que 1.14 es igual a 1 / 0,877). Como medida de seguridad en caso de rótulas plásticas en la viga en el punto donde se unen las riostras, se requiere que las vigas sean continuas entre las columnas y

capaces de resistir sus cargas gravitatorias tributarias junto con la carga vertical desequilibrada anterior, asumiendo que las riostras no brindan soporte.

Tenga en cuenta que las demandas en las vigas debido a la carga desequilibrada creada por la tensión desigual y la resistencia a la compresión se mitigarán alternando configuraciones de arriostramiento en V invertido y en V de un piso a otro para crear patrones de arriostramiento en X que abarquen dos pisos a la vez como se presenta en la Figura 17a.

Diseño De Columna

La necesidad de proteger columnas que resistan cargas de gravedad es obvia y reconocida. El diseño de capacidad proporciona un enfoque confiable para calcular las demandas máximas y mínimas de las columnas cuando se desarrolla un mecanismo de balanceo completo. Sin embargo, en estructuras de altura media y alta, la evidencia de análisis dinámicos inelásticos indica que el rendimiento de las riostras no es simultáneo en todos los pisos a lo largo de la altura del edificio, y que el uso del diseño de capacidad en esos casos puede ser conservador (también conduce a fuerzas de diseño de cimientos elevadas).

Algunos de los enfoques que se han propuesto para estimar las fuerzas de columna se presentan aquí, entendiendo que los resultados del análisis inelástico no lineal pueden usarse para proporcionar límites superiores a los valores obtenidos por estos métodos.

Fuerzas de columna por diseño de capacidad

El diseño de capacidad sigue siendo un enfoque seguro para calcular las fuerzas de las columnas para el diseño. A pesar de su conservadurismo para los marcos más altos, es apropiado para los pórticos de poca altura y los pisos superiores de los edificios de altura media y alta donde todas las riostras pueden desarrollar su capacidad simultáneamente. En un estudio de pórticos con arriostramiento en V invertido de hasta 12 pisos, Tremblay y Robert [41] informaron que los arriostramientos llegaban simultáneamente a su máxima resistencia al pandeo en toda la altura del edificio, los casos de riostras que ceden en tensión simultáneamente en cuatro pisos consecutivos se encontraron comúnmente en un estudio posterior sobre pórticos arriostrados de configuración en X dividida (por ejemplo, configuración de la Figura 17a).

Utilizando un enfoque de diseño de capacidad, las columnas en el marco arriostrado deben diseñarse para permanecer elásticas para las acciones de carga por gravedad que actúan con las fuerzas entregadas por los arriostramientos, asumiendo que los arriostramientos logran su resistencia a la tracción esperada junto con su resistencia al pandeo o post pandeo esperada (lo

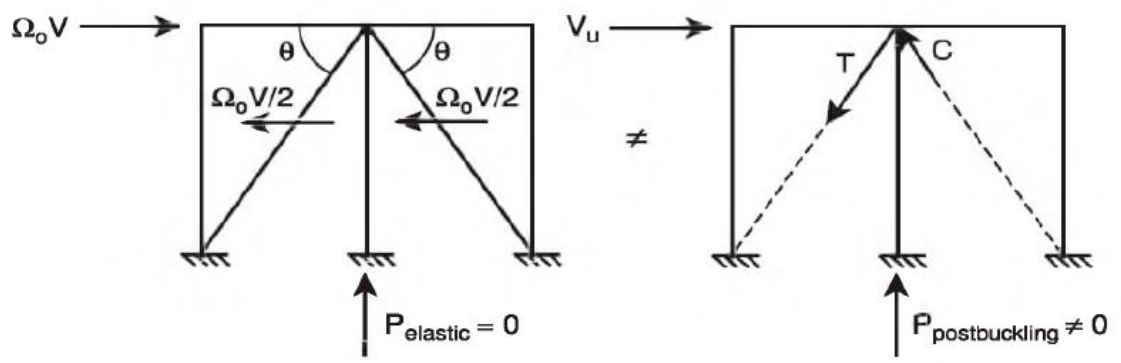
que sea da las mayores fuerzas de la columna, de manera similar al enfoque descrito para las vigas).

Fuerzas de columna según el método de combinación de carga amplificada AISC

AISC 341-02 introdujo un concepto de "carga sísmica amplificada" para "tener en cuenta la sobrerresistencia de los miembros del Sistema de Resistencia a Carga Sísmica" para acelerar el diseño en instancias específicas identificadas por las Disposiciones Antisísmicas. El enfoque fue conveniente, implementando una combinación de carga especial para la cual se usó $\Omega_0 E$ en lugar de las cargas sísmicas, E, en las combinaciones de carga prescritas por el código de construcción aplicable, donde Ω_0 es un factor de sobrerresistencia sísmica. Entre muchos usos, este enfoque de carga sísmica amplificada fue especificado por AISC 341-02 y 341-05 para determinar las fuerzas axiales a considerar para el diseño de columnas; Estas fuerzas axiales también debían ser consideradas sin tener en cuenta las fuerzas de flexión que actúan simultáneamente como resultado de los desniveles de los pisos. No se proporcionaron referencias para corroborar cómo este procedimiento arbitrario podría aproximarse a las demandas de columnas comparables obtenidas de los procedimientos de diseño de capacidad o de los análisis históricos no lineales.

El pórtico de la Figura 40 proporciona un ejemplo de cómo el método de carga sísmica amplificada no puede predecir las fuerzas adecuadas correctas de diseño de la columna: los resultados del análisis elástico indican que cada riostra resiste la mitad de la carga lateral aplicada al pórtico y no se aplica ninguna fuerza a la columna central, mientras que el análisis posterior al pandeo utilizando principios de diseño de capacidad predice correctamente que la columna estará sujeta a fuerzas de compresión debido al comportamiento posterior al pandeo de la riostra de compresión [26].

Figura 40. Comparación de las fuerzas de diseño para una columna central a partir de resultados de análisis elásticos amplificados y de principios de diseño de capacidad.



Fuente: Bruneau, Michel; Uang, Chia-Ming; Sabelli, Rafael. 2011. Ductile Design of Steel Structures.

AISC 341-10 retuvo el concepto de carga sísmica amplificada para varios propósitos, en los que los efectos de las fuerzas horizontales, incluida la sobrerresistencia, se definen como E_{mh} (establecido como igual a $\Omega_0 E$ en ASCE-7), pero especificó que E_{mh} se definiera en función de la capacidad. principios de diseño en varios casos. Para el diseño de columnas, vigas y conexiones de SCBF, la norma AISC 341-16 especifica el uso de combinaciones de carga utilizando la carga sísmica amplificada en la que E_{mh} se tomará como la fuerza mayor determinada a partir de "(1) un análisis en el que se suponen todas las riostras. para resistir las fuerzas correspondientes a su resistencia esperada en compresión o en tensión, y (2) un análisis en el que se supone que todos las riostras en tensión resisten las fuerzas correspondientes a su resistencia esperada y se supone que todos las riostras en compresión resisten su resistencia esperada posterior al pandeo".

Como límite superior, las fuerzas de columna obtenidas de ese procedimiento dado por la AISC 341-16 no necesitan exceder los valores que se obtendrían de un análisis no lineal o de un análisis elástico utilizando las cargas sísmicas amplificadas aplicadas en un modelo de la estructura con todas las riostras de compresión eliminadas, esta última excepción sólo es apropiada en aquellos casos donde la resistencia a la compresión de las columnas post pandeo da las demandas de columna son más críticas (por ejemplo, como en la Figura 40). Teniendo en cuenta que $0.3P_n$ en compresión corresponde a solo 4% y 15% de AF_y cuando $KL/r = 200\ y\ 100$, respectivamente, el análisis elástico de un marco CBF omitiendo las riostras de compresión del modelo es conveniente y podría dar fuerzas de columna conservadoras en aquellos casos (siempre que estos resultados de análisis también den fuerzas en las riostras de tensión iguales a sus límites de elasticidad). Para los casos en los que la resistencia máxima a la compresión de las riostras genera demandas de columna más críticas (por ejemplo, en un marco con riostra en V invertida), se debe omitir las riostras de compresión del análisis ya que ignoraría erróneamente las fuerzas aplicadas por las riostras de compresión en las columnas.

Para la conveniencia del diseño, el AISC 341-16 también permite que las columnas se diseñen para estas fuerzas axiales mientras se desprecian las fuerzas de flexión que actúan simultáneamente como resultado de los desplazamientos del piso (a menos que estos momentos se deban a cargas aplicadas a las columnas entre los niveles del piso). Esto no es rigurosamente correcto, porque la variación de hasta $0.025\ rad$ en las desviaciones entre pisos en los niveles adyacentes que se desarrollan como consecuencia del comportamiento inelástico de la riostra

somete a las columnas a una flexión significativa [42]. Las pruebas de Newel y Uang [43] demostraron la capacidad de las columnas W14 pesadas de longitud estándar de altura de piso y con relaciones de ancho a espesor de acuerdo con AISC 341, para lograr capacidades de deriva de 0.07 a $0.09\ rad$ mientras resisten las demandas de fuerza axial de hasta el 75% de su límite elástico axial nominal, correspondiente a capacidades de rotación plástica de aproximadamente 15 a 25 veces la rotación de rendimiento del miembro. Esto sugiere que las columnas SCBF pesadas pueden tolerar la simplificación permitida por AISC; las investigaciones futuras pueden ayudar a determinar el rango sobre el cual estos hallazgos pueden generalizarse.

Fuerzas laterales y rotación inelástica en el punto de apoyo entre niveles de piso

Pequeñas excentricidades accidentales en las cargas aplicadas a una viga por riostras pueden distorsionarla, para evitar la inestabilidad de la viga en el punto de conexión de las riostras, las vigas en SCBF y OCBF deben estar arriostradas lateralmente en su punto de intersección con las riostras, o alternativamente se debe demostrar que tienen suficiente resistencia y rigidez fuera del plano para asegurar su estabilidad. La norma AISC 360 (Apéndice A) especifica la resistencia y rigidez requeridas de las riostras laterales.

Diseño de conexión

Los cartelas atornillados o soldadas se utilizan con frecuencia para conectar riostras a vigas y columnas en pórticos arriostrados. Las riostras de sección transversal grande a veces se sueldan directamente a las vigas y columnas. Los principios de diseño de capacidad dictan el diseño de todas las demás conexiones en el marco arriostrado, considerando las peores demandas combinadas de resistencia a la tensión y compresión de los arriostramientos.

Todas las conexiones en un pórtico arriostrado concéntricamente deben diseñarse para ser más fuertes que los miembros que conectan, permitiendo que los miembros de arriostramiento cedan y se doblen según el mecanismo de plástico previsto. En consecuencia, para adaptarse a la respuesta cíclica inelástica que normalmente se desarrolla durante un terremoto severo, las conexiones deben diseñarse para resistir la resistencia a la tracción esperada de las riostras ($= R_y A F_y$), como condición separada, resistir la resistencia máxima a la compresión de la riostra actúa junto con el momento que se desarrolla en la bisagra plástica de flexión.

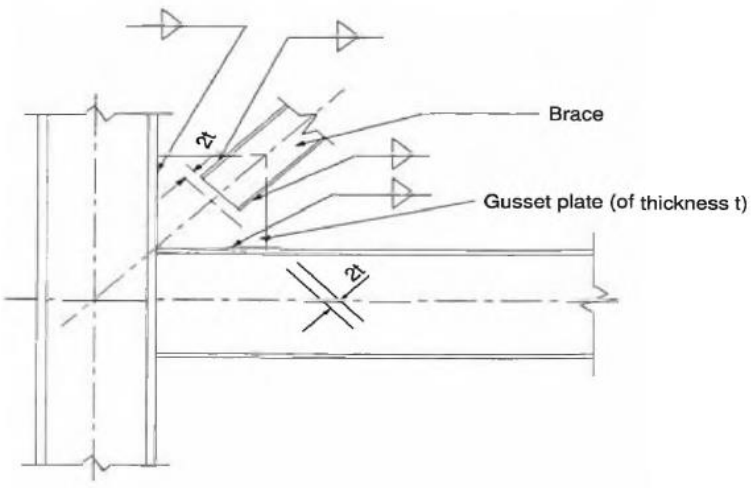
Tenga en cuenta que cuando se utilizan cartelas, se pueden desarrollar rótulas de flexión en la conexión en la propia cartela o, alternativamente, en la propia riostra, en cuyo caso la cartela debe poder resistir elásticamente el momento plástico esperado de la riostra ampliada para compensar alguna tensión. endurecimiento (es decir, típicamente $1.1 R_y M_p$ de la riostra) actuando simultáneamente con una fuerza igual a la resistencia máxima a compresión de la

riostra. La fractura de la sección neta de la riostra (por ejemplo, Figura 42a y c), pandeo de cartelas (por ejemplo, Figura 42e) y fallas de soldadura (por ejemplo, Figura 42d) son ejemplos de modos de falla indeseables; las placas soldadas para aumentar el grosor de la riostra en una sección de la red de riostra y los refuerzos de cartela (Figura 43), son posibles estrategias para prevenir tales fallas. Luego, se utilizan procedimientos de diseño de capacidad similares para dimensionar el diseño de las partes soldadas o atornilladas de los detalles de la conexión [44].

Normalmente, cuando las riostras se pandean en el plano de su cartela, esta se caracteriza por estar diseñada para ser más fuerte que la riostra articulada. Sin embargo, cuando las riostras se pandean fuera del plano de la cartela, se prefiere la rótula plástica de la cartela, porque el grosor de la cartela requerido para desarrollar la articulación en la riostra en ese caso sería sustancial, y porque el comportamiento de pandeo fuera del plano de las riostras con una cartela más gruesa no es señal de que aumente su ductilidad. Las bisagras de las riostras HSS rectangulares tienen una menor vida útil a la fatiga de ciclo bajo que las bisagras de las placas de refuerzo macizas [44].

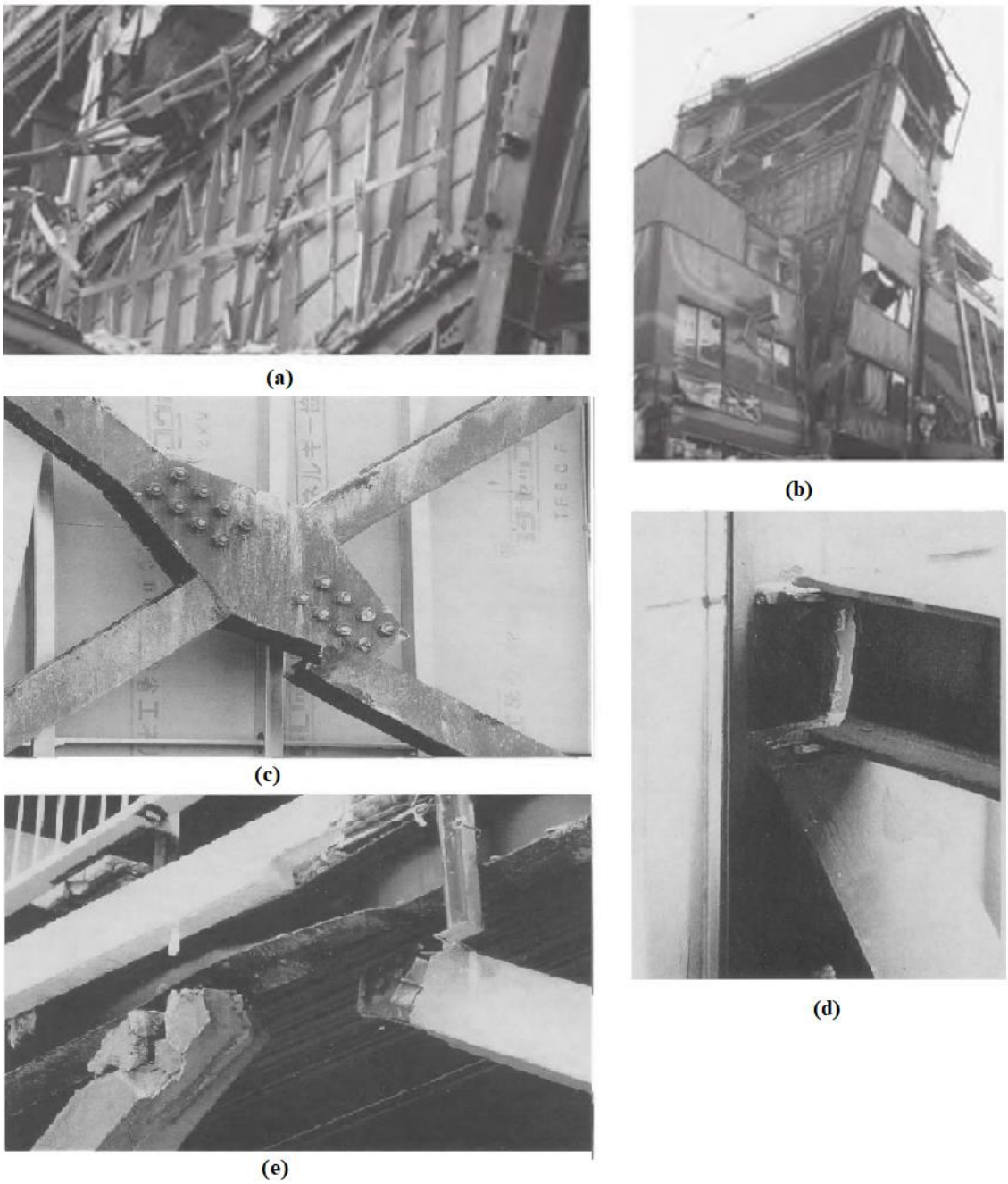
Para permitir que una rótula se forme en una cartela sin un esfuerzo local excesivo de esa placa, el comentario de AISC 341 recomienda que la riostra termine en un punto en la cartela de modo que proporcione una longitud libre entre el extremo de la riostra y la supuesta línea de restricción en el refuerzo perpendicular a la riostra. Según las recomendaciones de Astaneh [45] la longitud libre mínima recomendada es igual a dos veces el espesor de la placa de refuerzo (Figura 41), pero se mantiene lo suficientemente corta para evitar el pandeo de la cartela. Los refuerzos típicos dimensionados de acuerdo con esta recomendación se muestran en la Figura 44.

Figura 41. Requisitos de riostra a cartela para pandeo fuera del plano de riostra



Fuente: AISC. 2016. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.

Figura 42. Modos de falla indeseables en marcos con arriostramientos concéntricos: (a) fractura de la sección del arriostramiento de barra plana; (b) vista global del mismo edificio; (c) fractura de la sección de la riostra en forma de W; (d) fractura de la soldadura de la viga; (e) pandeo y fractura de la cartela.



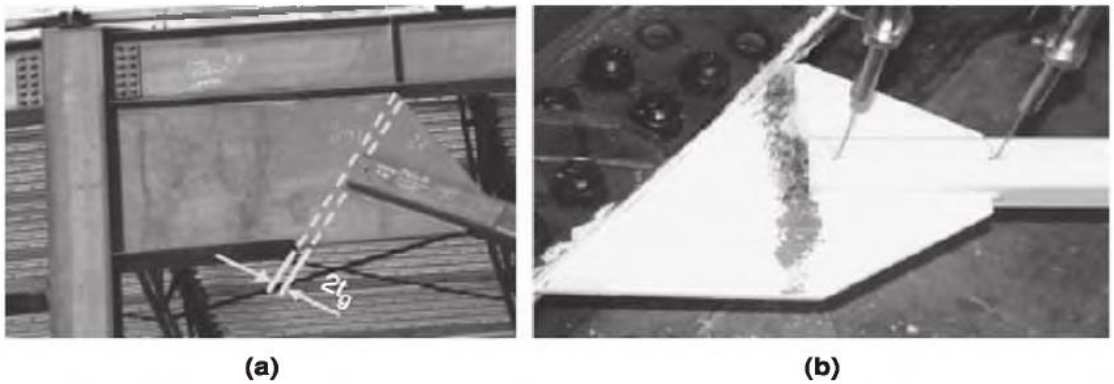
Fuente: Naeim, Farzad. 2001. The Seismic Design Handbook

Figura 43. Refuerzo endurecido que muestra evidencia de deformación dúctil



Fuente: Naeim, Farzad. 2001. The Seismic Design Handbook.

Figura 44. Refuerzos con longitud libre recomendada: (a) implementación en una estructura de acero; (b) evidencia de rótulas (reveladas por una placa en escamas) durante la prueba.



Fuente: Tremblay, Robert; Archambault, M.H; Filiatrault, André. 2003. Seismic Response of Concentrically Braced Steel Frames Made with Rectangular Hollow Bracing Members.

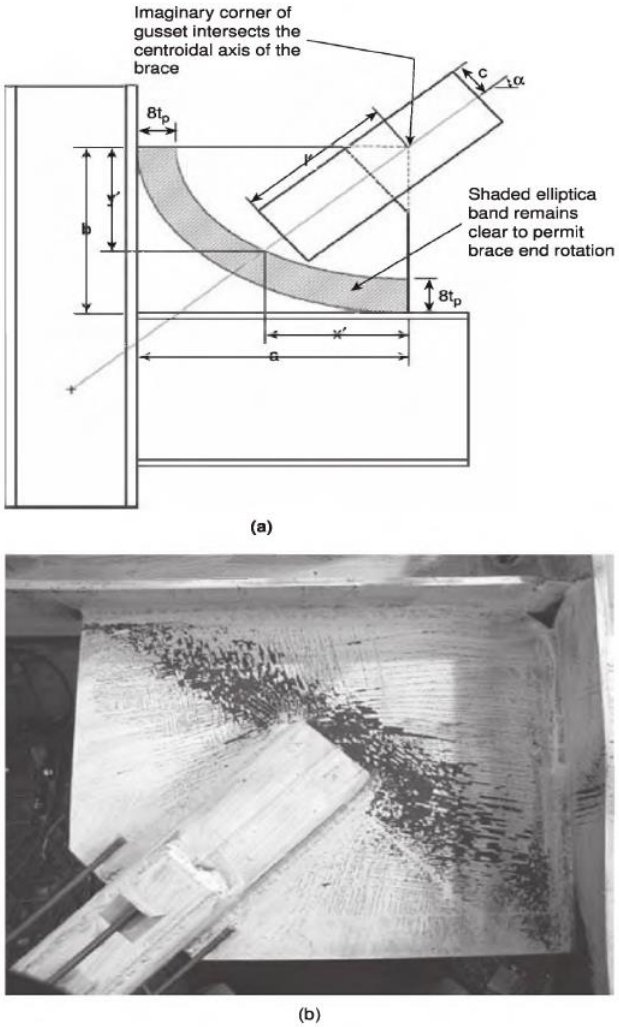
Para reducir las dimensiones de las cartelas, que resultan de la aplicación de esa recomendación y que también pueden inducir deformaciones de fluencia local en la viga y la columna, Lehman et al. [46] propuso un patrón de rendimiento de cartela alternativo siguiendo una trayectoria de línea de rendimiento elíptica. El trabajo experimental y analítico demostró que se logró un rendimiento óptimo con un ancho de espacio libre de seis a ocho veces el espesor de la cartela (Figura 45).

Kiland y Sabelli [47] presentaron un detalle de cartela para el cual se extiende y se conecta a la riostra un refuerzo concéntrico que refuerza una cartela de esquina contra pandeo fuera del

plano. La placa de refuerzo está provista de una longitud libre que permite su articulación plástica y está orientada para facilitar el pandeo en el plano de la riostra. Los resultados experimentales de Lehman et al. [46] demostraron un comportamiento inelástico del refuerzo satisfactorio (Figura 46). Por analogía con el detalle de la cartela que se muestra en la Figura 44, se recomienda una longitud libre mínima igual al doble del espesor de la cartela.

Más allá de los requisitos anteriores, los refuerzos se diseñan según los requisitos de AISC 360. Sin embargo, tenga en cuenta que cuando se obtienen tamaños de cartelas excesivos (Figura 47, aunque se desconocen las suposiciones de diseño y las circunstancias que llevaron a esos refuerzos extraños e inusualmente grandes), el diseñador debería considerar las riostras soldadas directamente al marco (es decir, sin cartelas) o muros de corte de placa de acero como opciones más rentables.

Figura 45. Concepto alternativo de línea de fluencia elíptica para el diseño de cartelas: (a) concepto; (b) patrón de fluencia en el refuerzo de diseño correspondiente.



Fuente: Lehman et.al. 2010. Cyclic Response of Three-Story, Full-Scale Concentrically Braced Frames.

Figura 46. Refuerzo en cartela.



Fuente: Lehman et.al. 2010. Cyclic Response of Three-Story, Full-Scale Concentrically Braced Frames.

Figura 47. Tamaños de cartela desproporcionado.



Fuente: Keith Ritchie. 2005.

Pórticos Arriostrados de Pandeo Restringido

En comparación con los pórticos resistentes al momento, así como con los pórticos arriostrados concéntrica o excéntricamente, los pórticos con arriostramiento de pandeo restringido es un sistema relativamente nuevo para aplicaciones sísmicas. Desarrollado por primera vez en Japón en la década de 1970, gracias a nuevas investigaciones, este sistema ganó

una rápida aceptación después del terremoto de Northridge de 1994 y se codificó en los Estados Unidos en un tiempo relativamente corto [48].

Pórticos Arriostrados de Pandeo Restringido versus Pórticos convencionales

Como se argumentó anteriormente, los pórticos con arriostrados concéntricos especialmente diseñados y detallados pueden proporcionar una alta rigidez elástica para limitar la deriva del piso, confiando en arriostramientos diagonales para doblarse y ceder para disipar la energía. Aunque las especificaciones de diseño, como AISC 341 (AISC 2016) proporciona requisitos para limitar la relación de esbeltez y la relación ancho-espesor de la riostra para garantizar una ductilidad suficiente. El pandeo de la riostra es inevitable, por lo tanto, el pandeo de las riostras conduce a la degradación de la resistencia y la rigidez, lo que en algunos casos puede causar una concentración de daños en un número limitado de pisos y, por lo tanto, aumenta el potencial de colapso del edificio. El gran desequilibrio entre las resistencias de las riostras de compresión y tensión también conduce a grandes demandas de fuerza cuando se siguen los principios de diseño de capacidad.

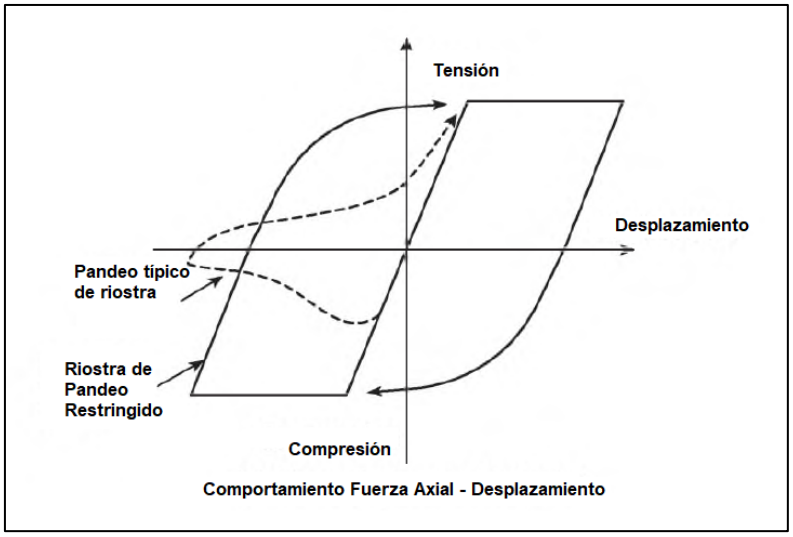
Las desventajas del sistema CBF pueden superarse si la riostra puede ceder tanto en tensión como en compresión sin pandeo (ver Figura 48). Un pórtico arriostrado que incorpora este tipo de riostra, es decir, riostra restringida por pandeo (BRB), se denomina pórtico arriostrado de pandeo restringido (BRBF).

Los BRBF se han utilizado ampliamente para aplicaciones sísmicas en Japón después del terremoto de Kobe de 1995. Este tipo de sistema de encuadre también ganó su aceptación en los Estados Unidos unos años después del terremoto de Northridge de 1994. La Figura 49 muestra ejemplos de aplicaciones de BRBF para nuevas construcciones. Los BRBF también se han aplicado a la rehabilitación sísmica de edificios de hormigón armado [19].

En comparación con los pórticos de momento o los pórticos arriostrados, los BRBF ofrecen las siguientes ventajas [49].

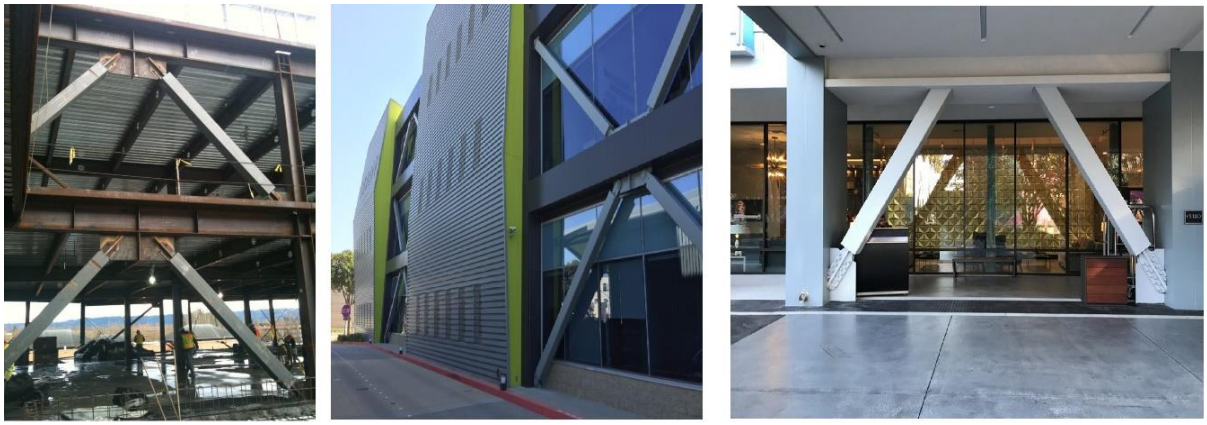
- En comparación con los pórticos de momento, los BRBF exhiben una alta rigidez lateral elástica en movimientos de entrada sísmica de bajo nivel, lo que facilita el cumplimiento de los requisitos de deriva del código.
- Los BRBF eliminan el pandeo indeseable de los pórticos arriostrados al ceder tanto en tensión como en compresión, por lo que proporcionando una disipación de energía más grande y estable a movimientos de entrada sísmica de alto nivel.
- Los BRBF brindan una instalación económica a través de una conexión atornillada o con pasadores a las placas de refuerzo, lo que elimina la costosa soldadura e inspección en el campo.

Figura 48. Comportamiento de Riostra Convencional vs BRB.



Adoptado de: Bruneau, Michel; Uang, Chia-Ming; Sabelli, Rafael. 2011. Ductile Design of Steel Structures.

Figura 49. Tipos de conexiones BRB en edificios: (a) BRB con conexión soldada, (b) BRB con conexión fija, (c) BRB con conexión empernada.



Fuente: corebrace.com

- Las riostras actúan como un fusible estructural reemplazable, lo que minimiza el daño a otros elementos y es posible reemplazar las riostras dañados después de grandes eventos sísmicos.
- Los BRBF ofrecen flexibilidad de diseño porque tanto la resistencia como la rigidez de las riostras se pueden ajustar fácilmente. Además, es fácil modelar el comportamiento cíclico de los BRB para análisis inelásticos.
- Para la rehabilitación sísmica, los BRBF pueden ser más ventajosos que el sistema de arriostramiento convencional porque las disposiciones de diseño de capacidad para este último sistema pueden requerir un costoso refuerzo del diafragma del piso y la cimentación.

Los BRBF pueden tener algunas desventajas:

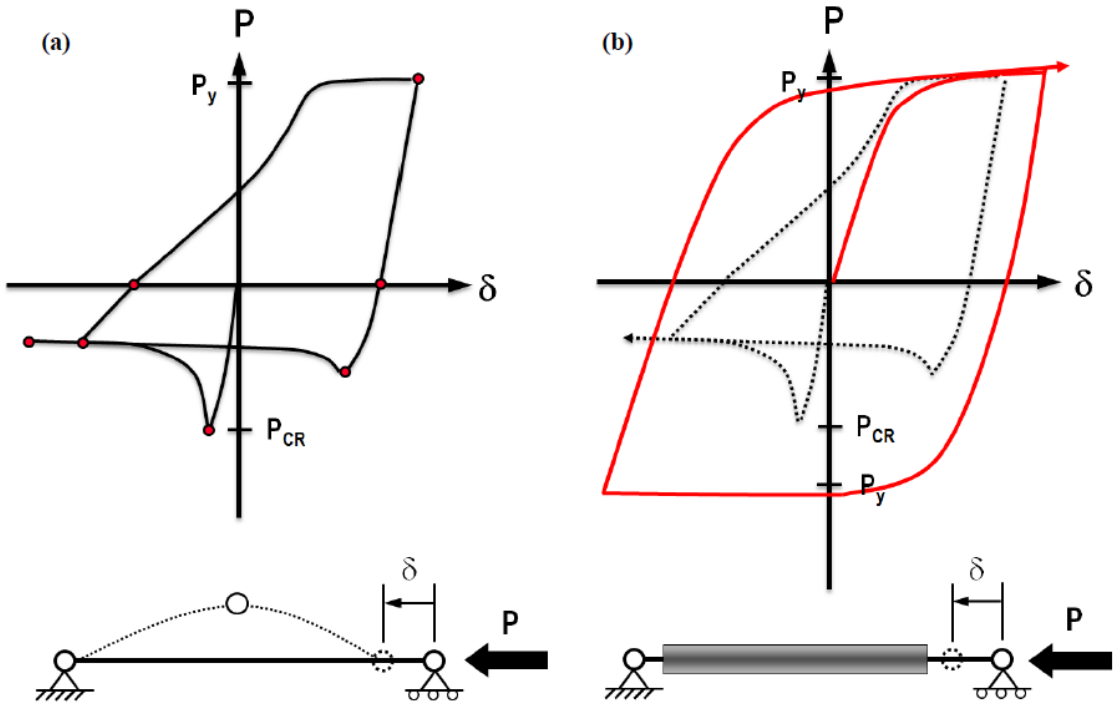
- Si no se controlan adecuadamente, los aceros comúnmente utilizados para fabricar riostras de pandeo restringidos pueden tener una amplia gama de límites de fluencia.
- Las tolerancias de montaje en campo son generalmente más bajas que las de los pórticos arriostrados convencionales.
- Puede ocurrir una gran deformación permanente bajo altos niveles de acciones sísmicas porque este tipo de sistema, como muchos otros, no tiene un mecanismo de centrado.
- Es necesario establecer criterios para detectar y reemplazar las riostras dañados después de una acción sísmica de gran escala.

Concepto y componentes de la riostra restringida por pandeo

En regiones sísmicas, los pórticos arriostrados y los pórticos a momento se utilizan comúnmente para la construcción de acero. Los pórticos arriostrados tienen una mayor rigidez lateral para el control de la deriva en comparación con un pórtico a momento. Un pórticos arriostrado se puede clasificar generalmente como un pórticos arriostrado concéntricamente (CBF) o un pórticos arriostrado excéntricamente (EBF). En un CBF, las vigas, las columnas y las riostras forman un sistema de celosía vertical. Los miembros de arriostramiento diagonales están diseñados para deformarse de manera inelástica y se espera que se doblen y cedan durante un terremoto moderado o severo. En un EBF, los enlaces (los segmentos de la viga) están diseñados de manera que la disipación de energía se concentre en estos elementos, mientras que las riostras, columnas y vigas fuera de la región del enlace están diseñados para permanecer elásticos durante un terremoto severo de acuerdo con los principios de diseño de capacidad [50].

El pórtico con riostras de pandeo restringido (BRBF) es un tipo especial de CBF con una calidad única que las riostras no se pandean cuando se cargan en compresión. Por lo tanto, los BRB ceden de manera dúctil tanto en tensión como en compresión. La Figura 50 la diferencia en el comportamiento de la riostra entre una riostra convencional y una BRB cuando las riostras se someten a una carga axial cíclica. Una riostra convencional se dobla cuando se carga en compresión, lo que produce un deterioro de la resistencia y la rigidez. Presenta resistencias significativamente diferentes en compresión y tensión. Una riostra restringida al pandeo cede tanto en tensión como en compresión con resistencias muy similares y exhibe un comportamiento deseable como elemento disipador de energía. Esto evita muchas de las dificultades que resultan de grandes fuerzas de arriostramiento desequilibradas en pórticos arriostrados concéntricamente, como la dificultad de diseñar vigas en V o CBF arriostrados en V o Chevron (V invertida).

Figura 50. Comportamiento de una riostra convencional (a) y una de pandeo restringido



Fuente: Engelhardt, Michael D. 2007. Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures: Buckling Restrained

Al igual que los EBF, los BRBF concentran la mayor parte de la disipación de energía en un componente del sistema destinado a esa función, es decir, enlaces para EBF y riostras para BRBF. Los BRBF son diferentes de los EBF porque poseen un elemento disipador de energía que no resiste las cargas de gravedad y es más fácil de reparar después de un terremoto. Además, mientras que los BRB pueden soportar protocolos de desplazamiento superiores a los asociados con el terremoto de diseño, los haces de enlace de los EBF no pueden.

Un BRB consta de un núcleo de acero y una carcasa o camisa de confinamiento. La carcasa, que restringe el pandeo del núcleo, se construye típicamente con un tubo de acero relleno de mortero. El núcleo de acero está rodeado por un material de desprendimiento que desacopla el núcleo de acero de la carcasa, con el fin de resistir la fuerza axial. Es decir, el material de desprendimiento está destinado a evitar la transferencia de tensión axial desde el núcleo de acero a la carcasa. Se pueden utilizar materiales como caucho, polietileno, grasa de silicona o cinta de masilla como material de desprendimiento [50]. En consecuencia, la carcasa esencialmente "flota" sobre el núcleo de acero. La resistencia máxima a la compresión de un BRB puede ser aproximadamente un 5% mayor que la resistencia máxima a la tensión del BRB. Esta mayor resistencia a la compresión medida puede deberse al acoplamiento parcial de la carcasa para resistir la fuerza axial, cuando el BRB se carga en compresión. Este acoplamiento

parcial de la carcasa puede deberse a un desprendimiento imperfecto, como resultado de la expansión del núcleo en compresión (efecto de Poisson) y hebillas de modo más alto en el núcleo que hacen que el núcleo presione contra la carcasa.

La introducción de BRBF en la lista de sistemas estándar disponibles para los diseñadores se produce a medida que se presta más atención a los problemas de diseño y rendimiento con los CBF. El examen de las pruebas recientes y el reexamen de las pruebas anteriores han llevado a una atención renovada al diseño y al detalle adecuados de los BRBF para superar las posibles limitaciones de su ductilidad.

El CBF tradicional exhibió ductilidad limitada debido a una serie de modos no dúctiles: falla de conexión, fractura de riostra y falla de viga en pórticos arriostrados en V y V invertida. Además, incluso cuando estos modos no eran pronunciados, CBF tendía a exhibir degradación bajo cargas cíclicas, una característica que puede conducir a concentraciones de deriva en un solo piso [51].

Para superar estas limitaciones inherentes, se desarrollaron disposiciones de diseño para una categoría más dúctil de pórticos arriostrados; este sistema se denomina “Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados” o SCBF (AISC, 2005) y está destinado a proporcionar rendimiento del sistema dúctil mediante una combinación de pandeo cíclico de riostra y deformación por tracción. Las disposiciones abordan cada una de las limitaciones inherentes de CBF, dirigiendo al ingeniero a diseñar para el mecanismo de rendimiento esperado de la estructura en lugar de para las fuerzas del análisis elástico. Existen requisitos para la resistencia mínima de diseño de los elementos basados en la tensión máxima de la riostra y las fuerzas de compresión, así como en la diferencia máxima entre los dos, que puede ser considerable cuando se anticipa el pandeo [51].

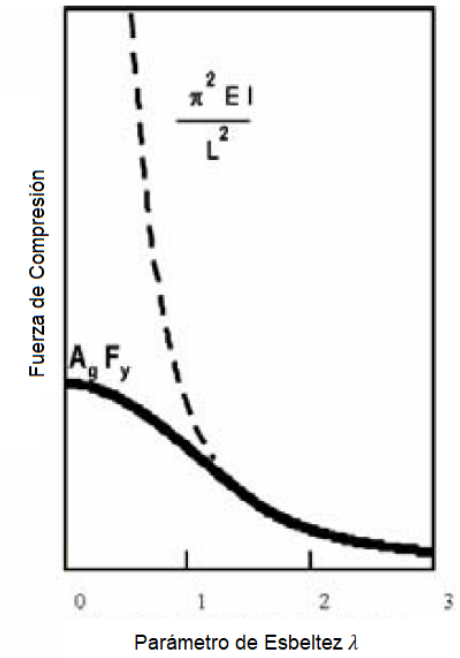
Estos requisitos conllevan un costo significativo en el diseño de conexiones, columnas y, en el caso de los arriostramientos en V y V invertida (Chevron), vigas. Además, los diseñadores cuidadosos reconocen otros aspectos del diseño que requieren consideración de la redistribución de fuerzas después del pandeo de uno o más riostras. Estas condiciones a menudo conducen a fuerzas axiales sísmicas elevadas en elementos que no muestran ninguna en los análisis elásticos.

El rendimiento de SCBF está generalmente limitado por la baja ductilidad que presentan las riostras sujetas a pandeo cíclico por flexión. Este pandeo requiere la formación de rótulas plásticas en la riostra que sufren una rotación significativa debido a la cinemática del sistema. Las deformaciones en estas rótulas plásticas pueden ser bastante grandes y provocar fracturas bajo las demandas previstas [52].

Desde el punto de vista del diseñador, los BRBF representan una solución simple y efectiva para muchos de los problemas que afectan a SCBF. En lugar de diseñar para las diferencias en las resistencias a la tensión y la compresión de las riostras, el nudo gordiano se corta mediante la introducción de una riostra que exhibe un comportamiento histerético sustancialmente simétrico. Esto se logra desacoplando los dos aspectos de la resistencia a la compresión: la resistencia a la tensión y la resistencia a la inestabilidad. Un BRB está diseñado para resistir la tensión en su núcleo de acero, mientras que una camisa de refuerzo, diseñado para estar aislado de la tensión axial, proporciona resistencia al pandeo del núcleo. Esta manga reduce efectivamente la esbeltez del núcleo a cero. Por lo tanto, el núcleo de acero de la riostra restringida por pandeo puede ceder en compresión de una manera similar a su cedencia por tracción, típicamente a un nivel de fuerza similar.

El elemento de confinamiento, la camisa de refuerzo de la riostra restringida por pandeo, también se beneficia de este desacoplamiento. Debido a que no está sujeto a un esfuerzo axial elevado, el pandeo inelástico no es una consideración de diseño y la resistencia a la compresión se puede determinar a partir del pandeo de Euler. La Figura 51 muestra dos curvas de resistencia a la compresión teórica representadas en función de la esbeltez del miembro: la curva de columna típica, que incluye limitaciones de material (pandeo y aplastamiento inelásticos) se muestra sólida; la curva de Euler se muestra discontinua.

Figura 51. Curva de Fuerza de Compresión vs Relación de Esbeltez.



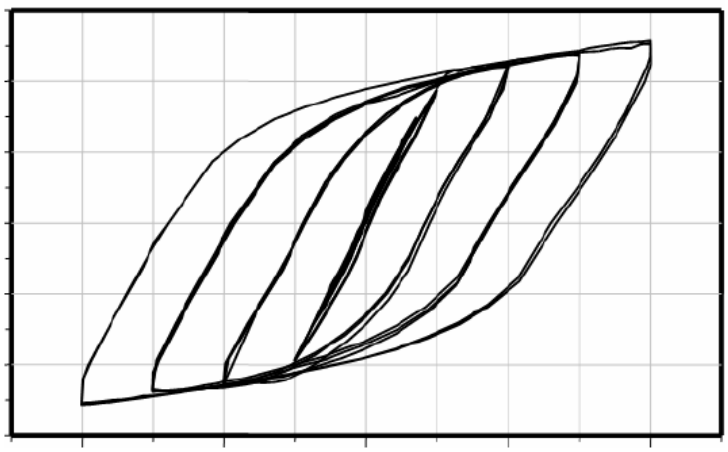
Adoptado de: Uriz, Patxi; Stephen, Mahin. 2004. Seismic Performance Assessment of Concentrically Braced Steel Frames.

El elemento de confinamiento no contribuye a la rigidez axial del BRB y el tamaño del núcleo de acero se elige basándose únicamente en los requisitos de tensión. Como resultado, las riostras en BRBF tienden a ser significativamente más flexibles que las riostras en SCBF [52].

No es posible eliminar toda la tensión en el manguito bajo compresión. Además, debido al efecto de Poisson, el área del núcleo de acero en el rendimiento en compresión es algo mayor que el área en el rendimiento en tensión. Por estas dos razones, los BRB tienen una resistencia a la compresión algo mayor que su resistencia a la tensión. La diferencia suele ser inferior al 10% [53].

El comportamiento histerético equilibrado resultante es muy estable. El rendimiento tanto en tensión como en compresión se puede distribuir en un porcentaje significativo de la longitud de la riostra (típicamente del orden del 50-70%). El núcleo de acero está conformado para proporcionar una longitud flexible de área reducida y regiones más grandes en cada extremo para conexiones que permanecen nominalmente elásticas bajo las fuerzas máximas del núcleo cedido. Esta forma también permite un alto grado de control sobre la fuerza proporcionada por la riostra. El comportamiento histerético en tensión y compresión es muy similar y se disipa una cantidad sustancial de energía tal como se muestra en la Figura 52 [54].

Figura 52. Gráfico histerético típico para un BRB.



Fuente: Tremblay, Robert; Degrange, Gerard; Blouin, Jacques. 1999. Seismic Rehabilitation of a Four Storey Building with a Stiffened Bracing system.

Con tales demandas de deformaciones inelásticas distribuidas, la vida útil prolongada de la fractura es normal para las riostras. Tal deformación axial cíclica sin degradación debido a la inestabilidad también da como resultado un endurecimiento por deformación significativo [54]. El diseño de BRBF puede ser significativamente más simple que el diseño de SCBF. La pequeña diferencia entre las resistencias BRB de tensión y compresión da como resultado

distribuciones de fuerzas inelásticas más estrechamente alineadas con las elásticas. Las demandas axiales y de flexión inelásticas de las vigas en los pórticos en V y en V invertida son modestas o insignificantes, y solo por esta razón se puede reducir el tonelaje. Debido a que BRB se puede dimensionar con mayor precisión que las riostras convencionales seleccionadas de una lista de secciones disponibles, se puede reducir la sobrerresistencia innecesaria del sistema y las fuerzas de diseño de la conexión tienden a estar más cerca de las resistencias requeridas por BRB.

La Figura 53 muestra los componentes de una riostra con restricción de pandeo típica. La riostra está compuesta por un núcleo de acero dúctil, que está diseñado para ceder tanto en tensión como en compresión. Para evitar el pandeo global en compresión, el núcleo de acero se coloca primero dentro de una camisa de confinamiento (por ejemplo, una sección estructural hueca, HSS) antes de que la carcasa se llene con mortero u hormigón. Antes de verter el mortero, se proporciona un material que no se adhiere o un espacio de aire muy pequeño entre el núcleo de acero y el mortero para minimizar, o eliminar si es posible, la transferencia de fuerza axial del núcleo de acero al mortero y el HSS. Debido a que el efecto Poisson también hace que el núcleo de acero se expanda bajo compresión, este pequeño espacio entre el núcleo de acero y el mortero es necesario para permitir la expansión del núcleo de acero.

Figura 53. Detalle de una riostra de pandeo restringido.



Fuente: Cancelado, Román Andrés. 2013. Caracterización experimental de riostras de pandeo restringido a escala sometidas a cargas cíclicas.

La Figura 54 muestra una riostra de pandeo restringido, la cual se compone de cinco componentes:

a) Segmente Cedente Restringido: Este segmento de acero puede ser rectangular o cruciforme en sección transversal. Aunque es común que una placa de acero esté envuelta en una carcasa, se puede usar más de una placa, si se desea. Debido a que este segmento está diseñado para ceder bajo cargas cíclicas, es deseable el acero dulce que exhibe alta ductilidad.

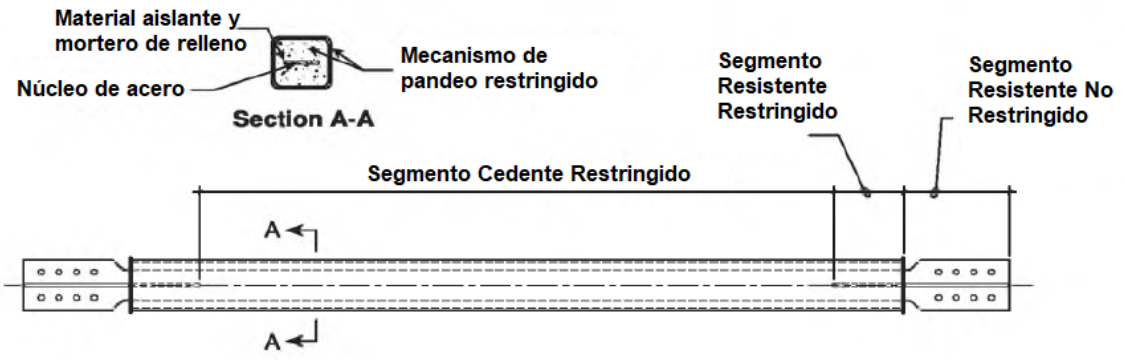
b) Segmento Resistente Restringido: Conocido también como Segmento Restringido que no Cede, este segmento que está rodeado por el revestimiento y el mortero, suele ser una extensión del Segmento Restringido Cedente, pero con un área agrandada para

asegurar una respuesta elástica. Esto se puede lograr ampliando el segmento de fluencia restringido o soldando refuerzos para aumentar el área en esta región.

c) Segmento Resistente no Restringido: Este segmento suele ser una extensión del Segmento Resistente Restringido, excepto que se proyecta desde la camisa de confinamiento y el mortero para conectarse al marco. Este segmento puede diseñarse como una conexión atornillada, soldada o incluso con pasador para montaje en campo. Las consideraciones de diseño de este segmento incluyen: Tolerancia de construcción para facilitar el montaje en el campo y facilitar la remoción, y prevención de pandeo local.

d) Material Aislante y mortero de relleno: Se puede usar material inerte como caucho, polietileno, grasa de silicona o cinta de masilla que puede minimizar o eliminar eficazmente la transferencia de fuerza cortante entre el segmento de acero restringido y el mortero.

Figura 54. Componente de BRB.



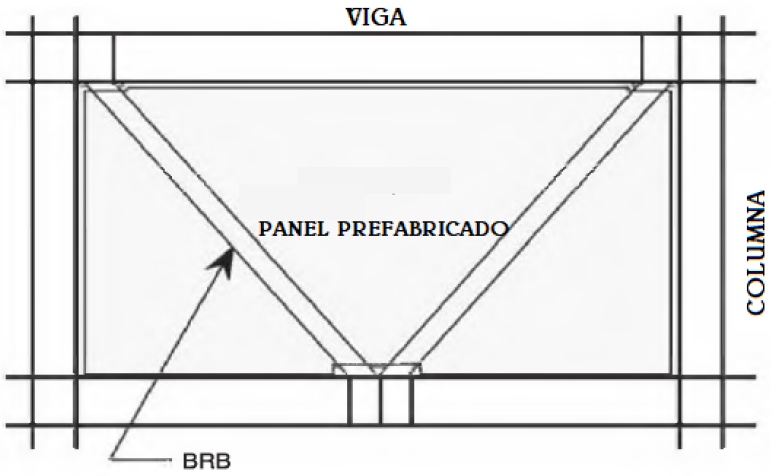
Adoptado de: Fujimoto, Morihisa; Wada, Akira; Saeki, Eiichiro; Takeuchi, Toru; Atsushi, Watanabe. 1990. Development Of Unbonded Brace.

Evolución De Los BRB

Se han propuesto y estudiado una variedad de BRB con diversos materiales y geometrías en Japón durante más de 30 años. Posteriormente se desarrollaron variaciones de BRB en varios otros países. A continuación, se presenta una breve reseña de los estudios seleccionados.

El concepto de BRB se desarrolló por primera vez en dos formas en Japón. Para evitar el pandeo, el elemento de acero flexible se puede intercalar entre paneles de hormigón prefabricado o encerrarse en secciones de acero rellenas de hormigón. El trabajo pionero sobre el pandeo de riostras restringidos fue realizado por Wakabayashi quien desarrolló un sistema en el que se colocaban riostras hechos de placas planas de acero entre un par de paneles prefabricados de hormigón armado (ver Figura 55). Con base en estudios analíticos y experimentales que midieron directamente las fuerzas de interacción entre la riostra y los paneles, los investigadores desarrollaron requisitos de rigidez y resistencia para el diseño de paneles de hormigón prefabricado [55].

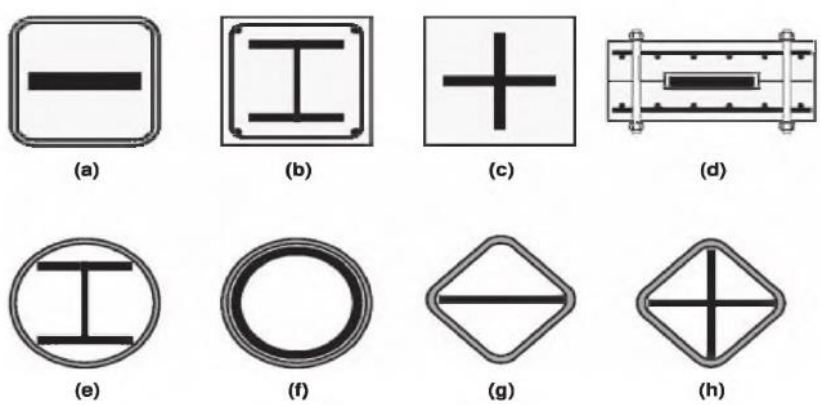
Figura 55. BRB entre paneles de concreto prefabricado.



Adoptado de: Nakashima, Masayoshi. 2004. Steel Buckling-Restrained Braced Frames.

Ampliando el concepto de Wakabayashi, varios desarrollos en BRB con un núcleo de acero confinado por una carcasa de acero se realizaron en Japón en los años ochenta y noventa. La Figura 56 muestra algunas secciones transversales de BRB que se han investigado. Las figuras Figura 56a hasta la Figura 56c muestran una placa de núcleo de acero o una forma restringida por una sección de HSS revestida de mortero o concreto, mientras que la placa de núcleo de acero está emparedada por dos paneles de hormigón prefabricado atornillados juntos en la Figura 56d. Los núcleos de acero utilizados en las Figura 56e hasta Figura 56h estaban confinados únicamente por una carcasa de HSS [16].

Figura 56. Secciones transversales de varios BRB desarrollados en Japón.

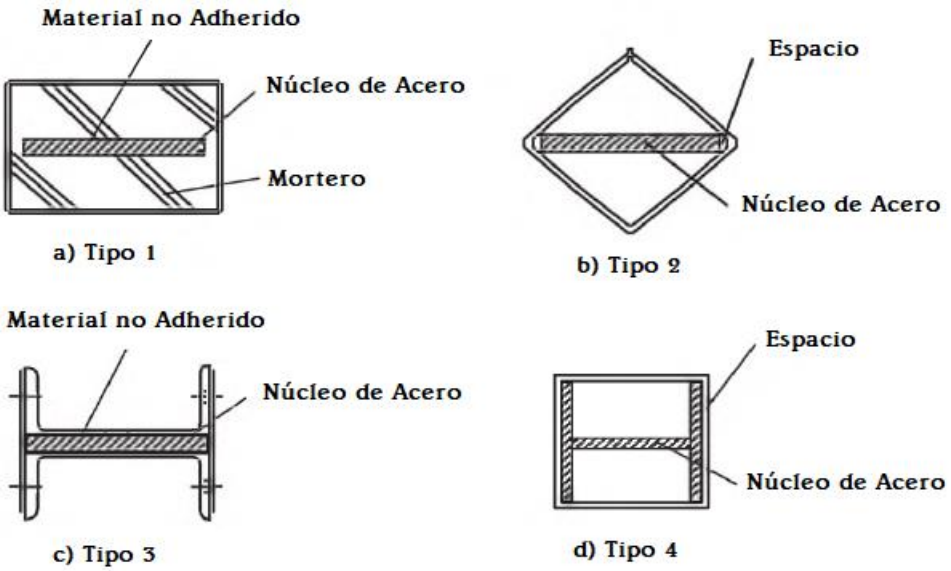


Fuente: Nakashima, Masayoshi. 2004. Steel buckling-restrained braced frames.

Iwata revisó el comportamiento cíclico de cuatro BRB disponibles comercialmente en Japón. La Figura 57 muestra la sección transversal de estos cuatro productos. Tenga en cuenta que no se utilizó un material no adherente en las muestras de Tipo 2 o 4. El mecanismo de restricción

de pandeo del espécimen Tipo 3 estaba compuesto por dos canales y dos placas conectadas con pernos de alta resistencia. Se colocaron láminas de goma blanda (1 mm de espesor) entre la placa del núcleo y el mecanismo de restricción de pandeo para las muestras de los tipos 1 y 3 [56].

Figura 57. Secciones transversales de BRB en estudio.



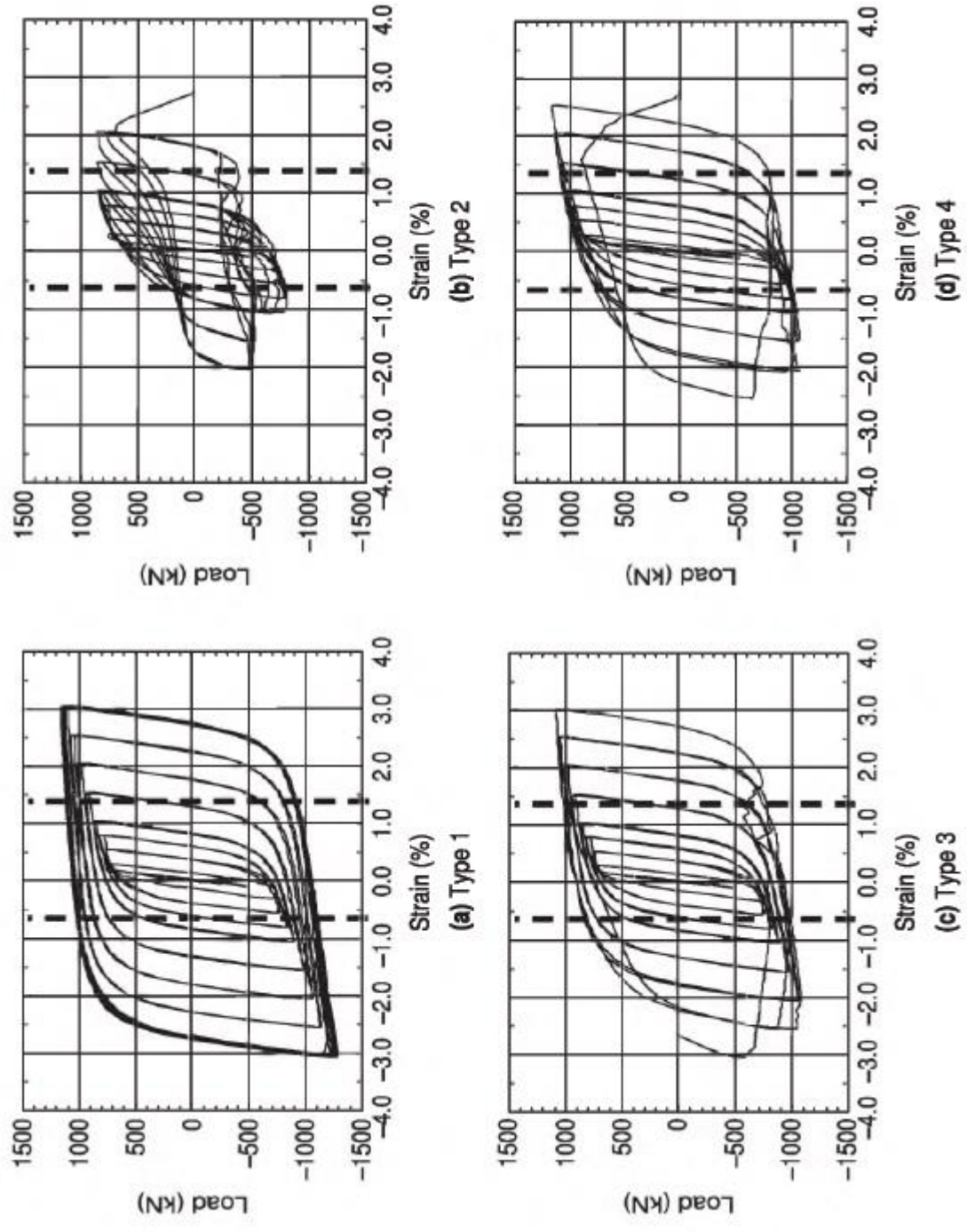
Fuente: Iwata, M., Kato, T. and Wada, A. 2000. Buckling-restrained braces as hysteretic dampers.

La Figura 58 muestra las respuestas cíclicas de todas las muestras de prueba. Tenga en cuenta que las muestras de los tipos 2 y 4 no funcionaron bien, probablemente porque no se utilizó mortero para limitar el pandeo local. El efecto de restricción del espécimen Tipo 3 no fue tan efectivo como el proporcionado por el mortero y el tubo de acero en el espécimen Tipo 1. La muestra de tipo 1, que soportó 14 ciclos al 3% de tensión, superó a las otros tres riostras.

Como se muestra en la Figura 59, el núcleo en una columna con camisa de reforzamiento se coloca sin apretar dentro de esta y la carga se aplica solo al núcleo. La idea es desacoplar la resistencia a la carga de compresión del núcleo de la resistencia al pandeo por flexión de la camisa de reforzamiento. La resistencia a la compresión del núcleo de acero depende de las rigideces relativas del núcleo y de la camisa de reforzamiento. El núcleo, bajo la acción de la carga aplicada, se dobla primero en el primer modo y presiona contra la superficie interior de la camisa de reforzamiento, provocando así principalmente tensión de flexión de este. Si se controla la tensión máxima de flexión de la camisa de reforzamiento, es posible aplicar una carga adicional, lo que hace que el núcleo encaje en modos de pandeo más altos. La capacidad de carga de compresión aumentó a medida que se redujo el espacio entre el núcleo y la camisa

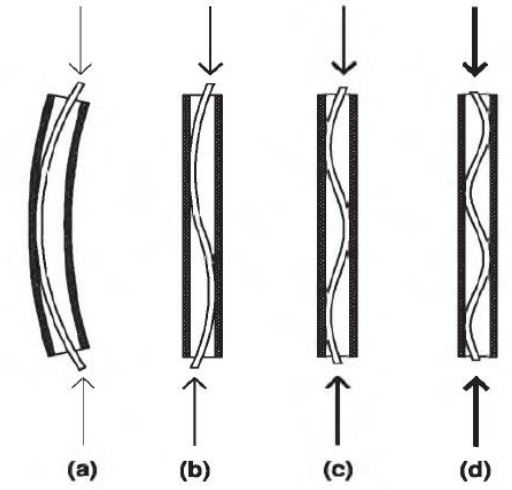
de reforzamiento. Sin embargo, una brecha cero resultaría en una capacidad menor porque el núcleo no podría doblarse en modos más altos [26].

Figura 58. Respuesta cíclica de cuatro probetas.



Fuente: Iwata, M. Dept, of Architecture, Kanagawa University.

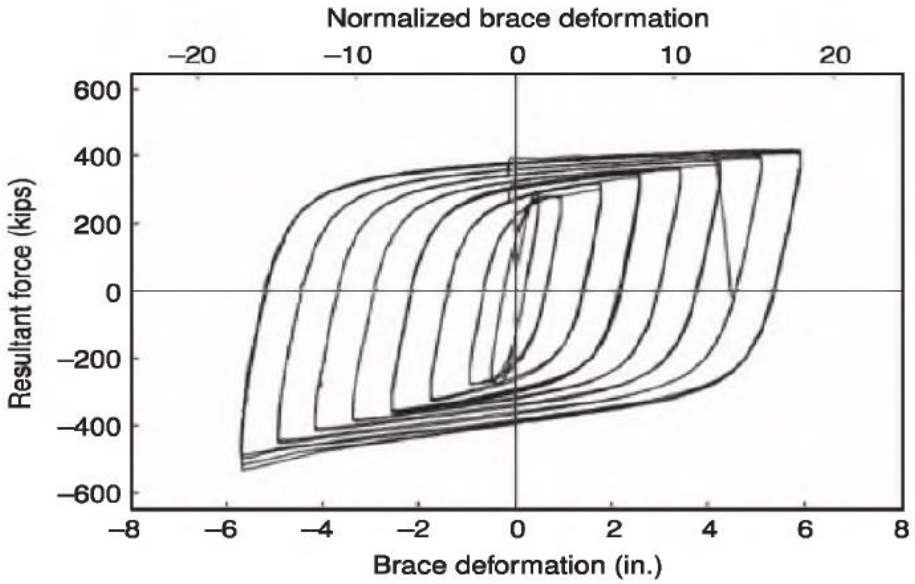
Figura 59. Concepto de columnas con camisa de reforzamiento.



Fuente: Bruneau, Michel; Uang, Chia-Ming; Sabelli, Rafael. 2011. Ductile Design of Steel Structures.

La respuesta típica del BRB se muestra en la Figura 60. La respuesta de histéresis es muy estable con una gran capacidad de disipación de energía. La respuesta de histéresis ideal de un BRB sugiere que la resistencia tanto bajo tensión como bajo compresión sería igual. Sin embargo, para una determinada deformación axial, los resultados de las pruebas suelen mostrar que la resistencia a la compresión es mayor que la fuerza a la tensión. Este es un pequeño desequilibrio, no obstante, debe tenerse en cuenta desde el punto de vista del diseño de capacidad. Cuando el núcleo de acero está en compresión, se expandirá debido al efecto Poisson y puede entrar en contacto con el mortero. Además, una vez que se produce un pandeo local de modo superior en el núcleo de acero, el núcleo de acero pandeado se apoyará contra el mortero y la carcasa, lo que hace que el componente de la carcasa de mortero participe en el reparto de carga. Ambos factores contribuyen a una mayor resistencia a la compresión. Por lo tanto, un objetivo importante para el desarrollo de un BRB es minimizar la sobrerresistencia a la compresión.

Figura 60. Respuesta de histéresis típica de BRB.



Fuente: Bruneau, Michel; Uang, Chia-Ming; Sabelli, Rafael. 2011. Ductile Design of Steel Structures.

Modos de falla no dúctil

Para asegurar que el mecanismo de rendimiento esperado se desarrolle en un BRBF, se deben identificar los modos de falla no dúctil. Luego se aplican los principios de diseño de capacidad para evitar estos modos de falla.

Carcasa de acero

Cuando se diseña y detalla correctamente, la carcasa de acero no debe resistir ninguna carga axial significativa. Para evitar el pandeo global del BRB, la carcasa de acero debe tener suficiente rigidez a la flexión [54]. Ignorando la contribución del relleno de mortero o concreto, Watanabe sugirió que la carcasa de acero se diseñe para una rigidez a la flexión tal que:

$$\frac{P_e}{P_y} \geq 1$$

Donde P_y es el límite elástico del segmento de fluencia restringido y P_e es la resistencia al pandeo elástico de la carcasa de acero que se define como:

$$P_e = \frac{\pi^2 E I_{sc}}{L_{sc}^2}$$

Donde Ees el módulo de Young, I_{sc} es el momento de inercia de la carcasa de acero y L_{sc}^2 es la longitud de la riostra del punto de trabajo al punto de trabajo.

Si se supone que el endurecimiento por deformación cíclico aumentaría la resistencia a la compresión de la riostra en un 30%, y se incluye un factor de resistencia, ϕ de 0.85 en el numerador, entonces:

$$\frac{\phi P_e}{1.3P_y} \geq 1$$

$$\frac{P_e}{P_y} \geq 1.5$$

También es necesario considerar otras dos cuestiones. El mortero u hormigón debe tener suficiente rigidez y resistencia para adaptarse al pandeo de modo superior del núcleo de acero ya que la placa, pandeada alrededor de su eje débil, empujaría contra el mortero u hormigón circundante. De lo contrario, se produciría una falla localizada como la que se muestra en la Figura 61 debido al aplastamiento del concreto. El núcleo de acero cedido también puede doblarse alrededor de su eje fuerte si el grosor de la pared de la carcasa es pequeño y la cubierta de hormigón entre el borde del núcleo de acero y la carcasa es pequeña [57].

Figura 61. Fallo localizado debido a una resistencia insuficiente del hormigón.



Fuente: Corebrace.com

Figura 62. Pandeo del núcleo de acero en un BRB.



Fuente: Corebrace.com

Conexión De Riostra

Es común que el extremo de la riostra se diseñe como una conexión atornillada para montaje en campo, pero también son posibles otros diseños de conexión, como una conexión de pasador o una conexión soldada. Las conexiones atornilladas en la Figura 63a requieren dos juegos de pernos y ocho placas de empalme en cada conexión entre riostra y cartela. La Figura 63b muestra un ejemplo en el que se utilizan conexiones de clavijas. Para que un BRB cumpla su función prevista, es esencial que no se produzca pandeo localizado en la conexión final.

En una investigación realizada por Tsai [58] realizaron pruebas cíclicas de un subconjunto de media escala. Las Figura 63a y Figura 63b muestran la geometría de un subconjunto de media escala y los detalles típicos de la conexión entre riostra y viga. Durante la prueba, se observó pandeo localizado en la conexión entre riostra y viga, como se muestra en la Figura 63c.

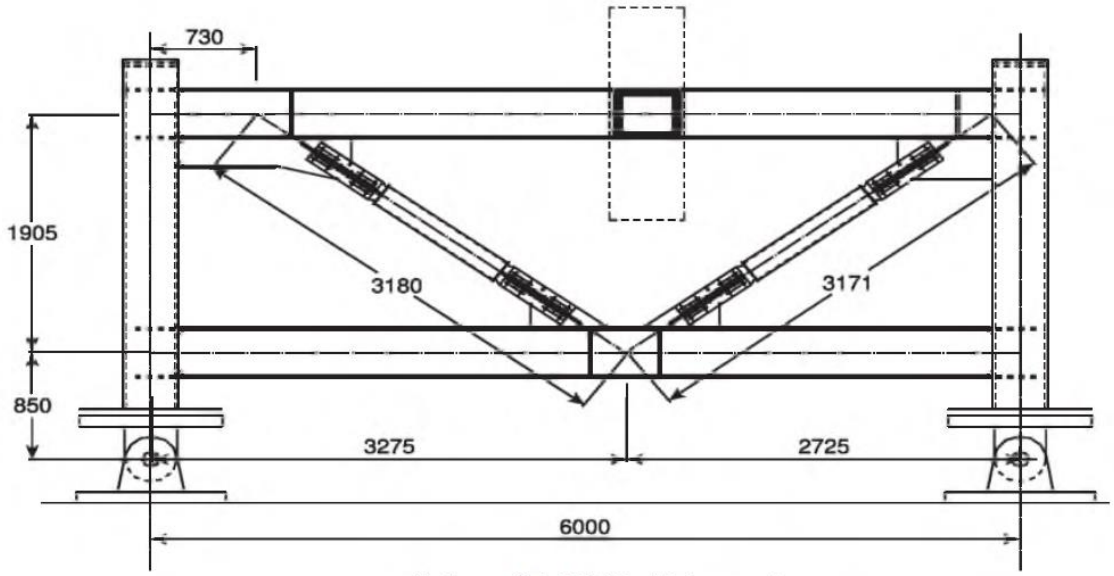
Para evitar el pandeo de la cartela, Nakamura et al. (2000) sugirió que se satisfaga el siguiente criterio para pandeo fuera del plano:

$$P_{e_trans} = \frac{\pi^2 E I_{trans}}{(KL_b)^2} \geq C_{max}$$

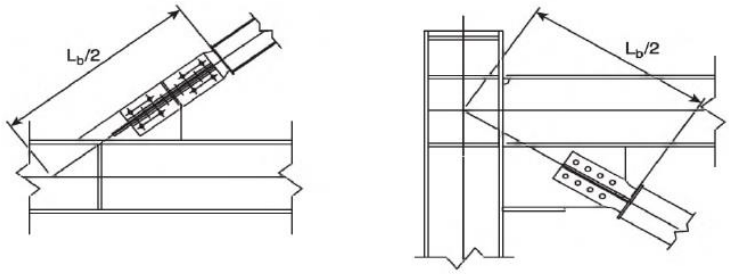
donde C_{max} es la fuerza de compresión máxima de la riostra, I_{trans} es el momento de inercia de pandeo fuera del plano del segmento resistente no restringido; K, el factor de longitud efectivo (puede tomarse de forma conservadora como 1,0); y L_b es la longitud de conexión no arriostrada definida en la Figura 63b. Tenga en cuenta que el denominador en el lado derecho de la ecuación. es equivalente a usar la longitud de la conexión de cartela como L_b y un factor de longitud efectivo de 2.

Tsai y Hsiao [39] también realizaron un BRBF de tres pisos a gran escala. Se observó nuevamente el pandeo de la unión de cartela (ver Figura 64a). El estudio mostró que el procedimiento de diseño del Manual AISC para calcular la resistencia a la compresión de una cartela con un factor de longitud efectivo, K, igual a 0,65 no es conservador. Debido a que se permite que la unión riostra-cartela se salga del plano, se sugiere que se utilice un valor de K igual a 2.0 si la cartela no está rígida. Sin embargo, una forma eficaz de mejorar la resistencia a la compresión de una cartela es proporcionar refuerzos de borde como el que se muestra en la Figura 64b. También observe en esta última figura el arriostramiento lateral en el medio de la viga. Para evitar pandeo fuera del plano, es importante que se proporcionen refuerzos laterales o suficiente rigidez a la torsión de la viga.

Figura 63. Ensayo de geometría del subensamblaje: (a) Geometría (unidades en mm); (b) Detalles de la conexión de la riostra; (c) Pandeo en el extremo de la riostra.



(a) Geometría de BRBF (unidades en mm)



(b) Detalle de conexión en riostra



(c) Pandeo en el extremo de la riostra

Fuente: Tsai, K. C.; Hwang, Y. C.; Weng, C. S.; Shirai, T.; Nakamura, H. 2002. Experimental Tests of Large Scale Buckling Restrained Braces and Frames.

Figura 64. Pandeo de cartela BRB y un esquema de refuerzo: (a) Unión de cartela no reforzada; (b) Unión de cartela con refuerzo de borde.



(a) Unión de cartela no reforzada



(b) Unión de cartela reforzada en los bordes

Fuente: Tsai, K. C.; Hsiao, P.C. 2008. Pseudo-Dynamic Test of a Full-Scale CFT/BRB Frame-Part II: Seismic Performance of Buckling Restrained Braces and Connections.

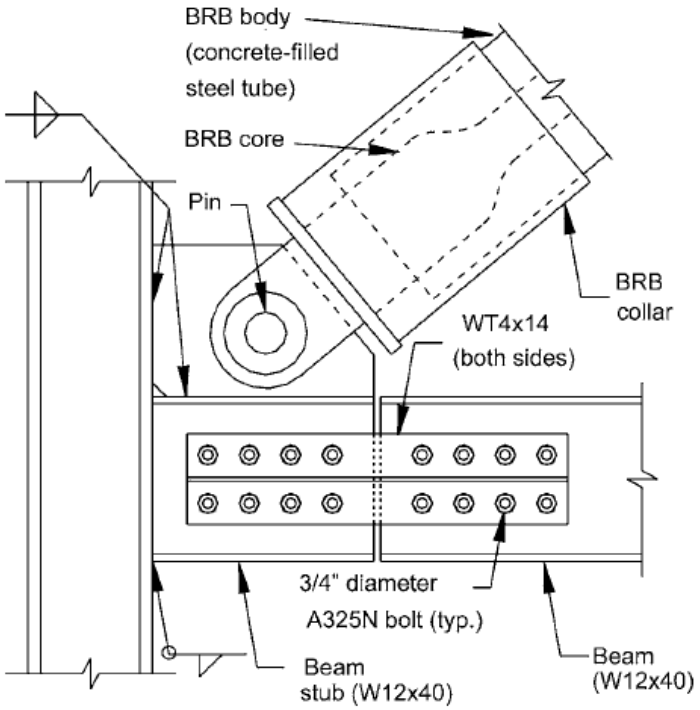
Efecto de distorsión de fotogramas en la conexión de cartela

Para investigar la influencia de la distorsión del marco, que induce deformaciones axiales y de flexión en las riostras, se llevaron a cabo pruebas cíclicas de un subconjunto de vigas, columnas y riostras en todo el piso [59]. Los resultados de la prueba mostraron que los BRB se desempeñaron bien y pudieron resistir las deformaciones rotacionales sin efectos negativos en sus capacidades axiales. Sin embargo, el borde libre de una placa de refuerzo de viga-columna-riostra se pandeó cuando el riostra estaba en tensión en lugar de en compresión. Debido a que la presencia de una placa de refuerzo endurece la unión viga-columna, la placa de refuerzo a la que está conectada la riostra extensible es "pellizcada" por la viga y la columna debido a la

distorsión del marco (es decir, cierre relativo del ángulo entre la viga y la columna en ese lugar), lo que provocó que la placa de refuerzo se doblara.

Para eliminar el pandeo de la cartela, Fahnestock et al. [60] incorporaron un detalle de conexión mejorado en un marco de prueba BRBF de cuatro pisos a escala 0.6 para permitir la rotación y limitar las demandas de flexión en las regiones de conexión (ver Figura 65). El pin limita el momento desarrollado en el BRB, por ello se introdujo un empalme de viga atornillada con tees dobles estructurales entre la viga y la unión viga-columna para transferir la fuerza axial, pero proporcionar una resistencia mínima a la flexión. Los resultados de la prueba mostraron que este detalle de conexión pudo acomodar un desvío de piso muy grande en el marco sin causar ningún pandeo en la conexión de refuerzo. Los collares que existían en los extremos de los BRB conectados con pasadores también fueron beneficiosos para prevenir el pandeo fuera del plano del refuerzo. Las pruebas también revelaron que las grandes desviaciones residuales pueden ser un inconveniente potencial de ese tipo particular de BRBF, pero este problema puede minimizarse si se usa un sistema dual BRBF con un pórtico de momento especial como sistema de respaldo [61].

Figura 65. Detalle mejorado de conexión viga-columna-riostra.

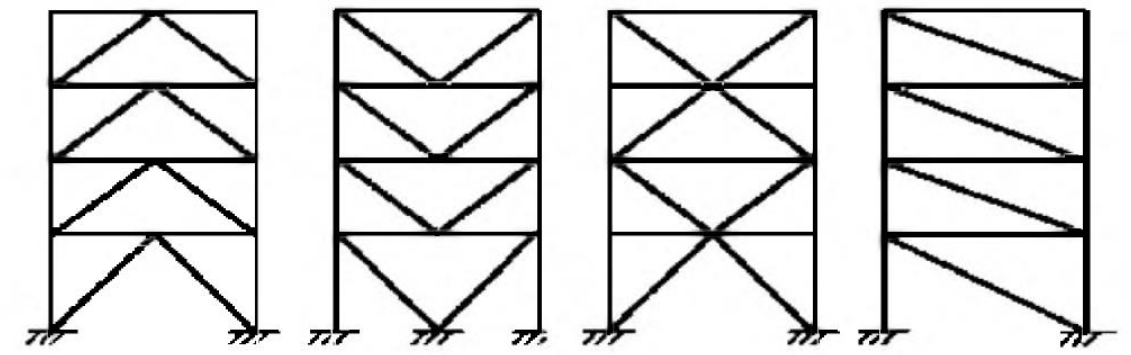


Fuente: Fahnestock, Larry A.; Ricles, James M.; Sause, Richard. 2007. Experimental Evaluation of a Large-Scale Buckling-Restrained Braced Frame.

Configuración BRB

Los pórticos arriostrados de pandeo restringido se pueden configurar de numerosas formas con pequeñas diferencias de comportamiento. La Figura 66 muestra las siguientes configuraciones de marco: arriostrado en V invertido, arriostrado en V, dos pisos en X y diagonal simple. Tenga en cuenta que el arriostramiento en X de un solo piso no es factible con riostras restringidas por pandeo. Las diagonales simples a menudo son útiles para la construcción de poca altura, ya que las riostras restringidas por pandeo pueden diseñarse para una fuerza axial muy alta con una prima de costo moderada. Por el contrario, las riostras restringidos por pandeo con baja resistencia axial no ofrecen muchos ahorros de costos ya que el trabajo de ensamblar los componentes es sustancialmente el mismo.

Figura 66. Configuraciones típicas de BRB.

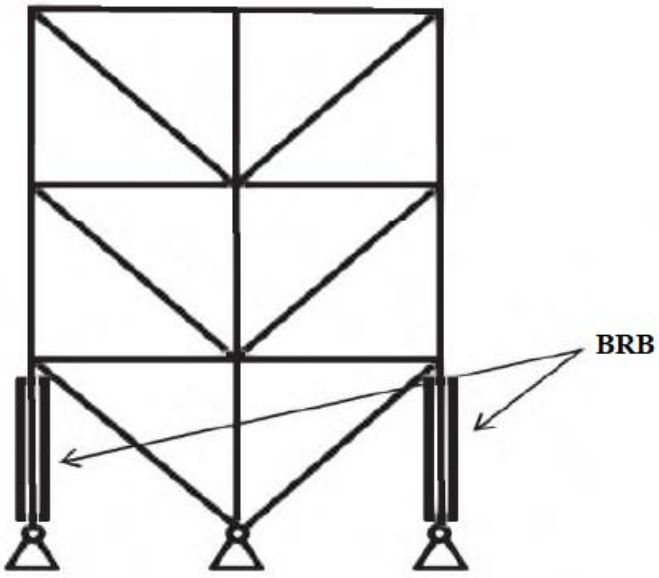


Fuente: Bruneau, Michel; Uang, Chia-Ming; Sabelli, Rafael. 2011. Ductile Design of Steel Structures.

Naturalmente, el ángulo de inclinación de la riostra (y el número de riostras que comparten el corte del piso) tendrá un efecto sobre la fuerza axial que deberá resistir una riostra individual. Además, este ángulo de inclinación tiene un grado de influencia sobre la rigidez elástica de la estructura. Sin embargo, ninguna de las configuraciones está sujeta a grandes redistribuciones de fuerzas a medida que las riostras ceden y la estructura va más allá del rango elástico. Sin embargo, la elección de la configuración tiene un efecto indirecto sobre el comportamiento del sistema porque la longitud de la riostra disponible para el segmento que cede será diferente para cada configuración. Para un tamaño de bahía dado, la longitud cedente de la riostra posible con la configuración de arriostramiento en V, por ejemplo, será significativamente menor que la disponible con la diagonal única. Por tanto, las riostras en la configuración de arriostramiento en V tendrán mayores deformaciones en la región de deformación y mayor endurecimiento por deformación; esto afectará las fuerzas en los miembros del marco. Estas riostras también serán más rígidas [26].

No es necesario pensar en un pórtico arriostrado de pandeo restringido como un pórtico en el que todas las riostras son miembros restringidos por pandeo. Más bien, se puede considerar como un pórtico arriostrado en el que la capacidad de deriva inelástica es el producto de la capacidad de ductilidad axial de los elementos restringidos por pandeo. Considerado de esta manera, los pórticos se pueden diseñar utilizando configuraciones que ofrecen importantes ventajas de rendimiento y costo. La Figura 67 muestra una configuración de arriostramiento híbrido en la que la capacidad de deriva inelástica es el producto de la capacidad de ductilidad de un par de puntales verticales restringidos por pandeo. La cortante del piso se transporta a través de las riostras convencionales, y el vuelco en la base es resistido por las riostras de pandeo restringido. Las riostras convencionales, en efecto, forman una armadura vertical que debe ser estabilizada por los puntales. Este sistema depende del comportamiento elástico de la celosía convencional, que debe diseñarse para las fuerzas correspondientes a la capacidad de los puntales dúctiles. Las cortantes causadas por una respuesta dinámica de modo superior pueden tener un efecto significativo en esta armadura vertical; este efecto es más pronunciado para sistemas más altos [62].

Figura 67. Configuración de Pórtico Híbrido.



Fuente: Bruneau, Michel; Uang, Chia-Ming; Sabelli, Rafael. 2011. Ductile Design of Steel Structures.

Diseño de Riostras De Pandeo Restringido

El diseño de pórticos arriostrados de pandeo restringido es en muchos aspectos más simple que el diseño de pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) u otros pórticos arriostrados diseñados para una respuesta sísmica dúctil. Muchas de las restricciones y

procedimientos que se consideran necesarios para SCBF debido al diferente comportamiento de tensión y compresión de las riostras de pandeo son innecesarias cuando se utilizan riostras con restricción de pandeo más dúctiles.

El diseño de un pórtico arriostrado de pandeo restringido típico implica dimensionar los núcleos de acero del arriostramiento para proporcionar suficiente resistencia axial. Este es un diseño sencillo basado en la resistencia del material. La resistencia de diseño axial de la riostra está determinada por lo siguiente:

$$\phi P_{ysc} = \phi F_{ysc} A_{sc}$$

Donde F_{ysc} es el límite de fluencia mínimo especificado del núcleo de acero, A_{sc} el área de la sección transversal del segmento de fluencia del núcleo de acero y ϕ = 0,90 para el estado límite de fluencia. Esta resistencia se aplica tanto a la tensión como a la compresión, ya que la carcasa restringe completamente el pandeo del núcleo. Esta resistencia se compara con la resistencia requerida de las riostras correspondientes a la cortante de la base de diseño.

Modelado elástico

En la práctica típica, se usa un modelo elástico para determinar las resistencias requeridas de la riostra. El modelado elástico se utiliza para determinar las resistencias requeridas de las riostras y para determinar las características dinámicas elásticas de la estructura. Al construir un modelo elástico con riostras de pandeo restringido, es necesario realizar algunos ajustes para capturar adecuadamente la rigidez elástica de este elemento.

Las tensiones axiales de las riostras se limitan en gran medida al núcleo de acero, y la compresión axial y la extensión de este miembro deben estar representadas razonablemente en el modelo. El modelo debe abordar la configuración no prismática de este núcleo, ya sea directa o indirectamente. Se debe hacer una estimación del área de la riostra fuera de la zona de fluencia, así como de la longitud de los segmentos cedentes y resistentes. Para las riostras fabricadas, el fabricante puede proporcionar estimaciones basadas en el tamaño de conexión anticipado, la longitud total de la riostra y otros factores. Para las riostras fabricadas diseñadas por el ingeniero, se puede utilizar la siguiente ecuación para establecer la rigidez axial efectiva de la riostra [58].

$$K_{eff} = \frac{E}{\left(\frac{L_{ysc}}{A_{ysc}} + \frac{L_{nysc}}{A_{nysc}} + \frac{L_{conn}}{A_{conn}}\right)}$$

Donde E es el módulo de Young, A_{ysc} es el área del núcleo de acero de fluencia, A_{nysc} es el área del núcleo de acero fuera de la región de fluencia, A_{conn} es el área de la conexión

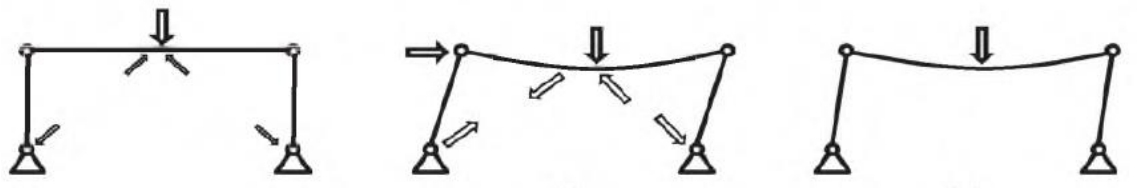
(generalmente aproximada), L_{ysc} es la longitud de la región de fluencia del núcleo de acero, L_{nysc} es la longitud de la región resistente del núcleo de acero y L_{conn} es la longitud de la conexión.

Esta rigidez efectiva está típicamente en el rango de 1.3 y 1.8 veces la rigidez de un núcleo prismático que se extiende desde un punto de trabajo a otro. Las riostras más cortas tienden a tener una mayor parte de su longitud dedicada a las regiones de conexión y no cedentes; lo mismo ocurre con las riostras con gran fuerza axial [53].

Cargas por gravedad

A diferencia de la mayoría de los otros sistemas, el diseño de riostras de pandeo restringido no utiliza la distribución de la fuerza de gravedad del análisis. Tome como ejemplo un pórtico con arriostramiento en V invertido con arriostramientos de igual resistencia a tensión y compresión ($\beta = 1$, donde β es el factor de ajuste de la resistencia a la compresión). El efecto de las fuerzas de gravedad en el marco será el de precomprimir las riostras de modo que la componente vertical de cada fuerza de riostra sea el 50% de la carga de gravedad (Figura 68a). Esta precompresión, cuando se combina con las fuerzas axiales de la riostra debido al desplazamiento lateral, hace que la riostra que resiste cargas sísmicas por compresión ceda algo antes (es decir, a una deriva más baja y una fuerza sísmica menor), y que la riostra opuesta ceda un poco más tarde. Después de que la riostra en compresión cede, la riostra en tensión tira hacia abajo de la viga hasta que esa riostra también cede. Cuando ambas riostras ceden juntas, no ejercen una fuerza vertical neta sobre la viga y la carga de gravedad se resiste mediante la flexión de la viga (véase la Figura 68b). A medida que las riostras se descargan de su estado cedido, tanto el empuje hacia arriba desde la riostra en compresión como el tirón hacia abajo desde la riostra en tensión se reducen al unísono, y no se produce ningún cambio en la fuerza vertical sobre la viga; la carga de gravedad continúa resistiendo la viga (ver Figura 68c) [26].

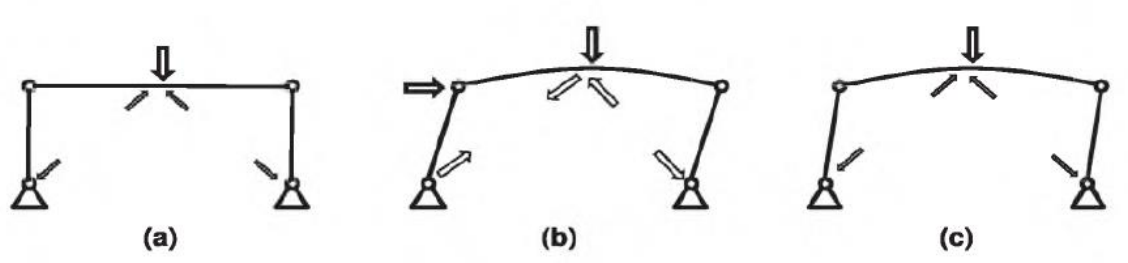
Figura 68. Efecto de la fuerza de gravedad en la viga $\beta = 1$.



Fuente: Bruneau, Michel; Uang, Chia-Ming; Sabelli, Rafael. 2011. Ductile Design of Steel Structures.

Para el caso más típico de riostras con resistencia a la compresión mayor que la resistencia a la tensión ($\beta > 1$) el comportamiento es similar. La gravedad provoca la precompresión inicial en las riostras (Figura 69a). Si esta precompresión es menor que la diferencia de resistencia entre la compresión y la tensión, la riostra que desarrolla tensión bajo el desplazamiento lateral cede primero. La riostra en compresión luego empuja hacia arriba la viga hasta que la riostra también cede (Figura 69b). En la condición totalmente cedida, la viga es empujada hacia arriba por la diferencia en los componentes verticales de la fuerza de la riostra y empujada hacia abajo por la carga de gravedad. (Estos dos actúan en la misma dirección en los pórticos con arriostramiento en V). Cuando se descargan los arriostramientos, la carga de gravedad, junto con las fuerzas de flexión en la viga, actúa para precomprimir los arriostramientos para los ciclos subsiguientes (Figura 69c). Esta precompresión fortalece eficazmente las riostras para la tensión y los debilita para la compresión. La magnitud de esta precompresión hace que las riostras cedan aproximadamente con el mismo desplazamiento lateral, anulando efectivamente la diferencia en las resistencias a la tensión y la compresión [26].

Figura 69. Efecto de la fuerza de gravedad en la viga $\beta > 1$.



Fuente: Bruneau, Michel; Uang, Chia-Ming; Sabelli, Rafael. 2011. Ductile Design of Steel Structures.

En cualquier caso ($\beta = 1$ o $\beta > 1$), para todos menos el primer ciclo de carga, la gravedad tiene poco efecto sobre el comportamiento de las riostras. Por lo tanto, el grado en que han sido dimensionados para resistir la gravedad además de la carga sísmica representa una resistencia excesiva. Esta sobrerresistencia será desigual a lo largo de la altura del edificio. En la parte superior del marco, donde las cortantes de piso son más bajas, las fuerzas de las riostras debidas a la gravedad pueden ser significativas en comparación con las debidas a la carga sísmica. En la parte inferior del marco, las fuerzas sísmicas son mucho mayores y, por lo tanto, las fuerzas de gravedad serán menos significativas [26].

Es probable que un pórtico con alta sobrerresistencia en la parte superior y baja sobrerresistencia en la parte inferior observe una concentración de demanda de ductilidad en los niveles inferiores. Por lo tanto, es preferible diseñar para la condición inelástica y no asignar ninguna fuerza de gravedad a las riostras. Es necesario asegurarse de que los miembros de la viga tengan la resistencia suficiente para resistir las fuerzas de la gravedad sin el apoyo de las riostras. Aunque esto solo se requiere explícitamente en AISC 341 para las combinaciones de carga que incluyen carga sísmica, es prudente considerar utilizar esta metodología también para las combinaciones de carga solo por gravedad.

Diseño de Capacidad De BRBF

El diseño del resto de la riostra (es decir, el mecanismo de restricción de pandeo incluida la carcasa), las conexiones de la riostra, las vigas y las columnas se realiza utilizando un enfoque de diseño de capacidad. La fuerza máxima en la riostra se evalúa en función de la resistencia del núcleo de acero (incluida la sobrerresistencia del material), el endurecimiento por deformación esperado bajo carga cíclica, la sobrerresistencia esperada de compresión discutida anteriormente y un factor de seguridad esencialmente basado en el juicio. AISC 341 requiere que estos factores se establezcan mediante pruebas cíclicas.

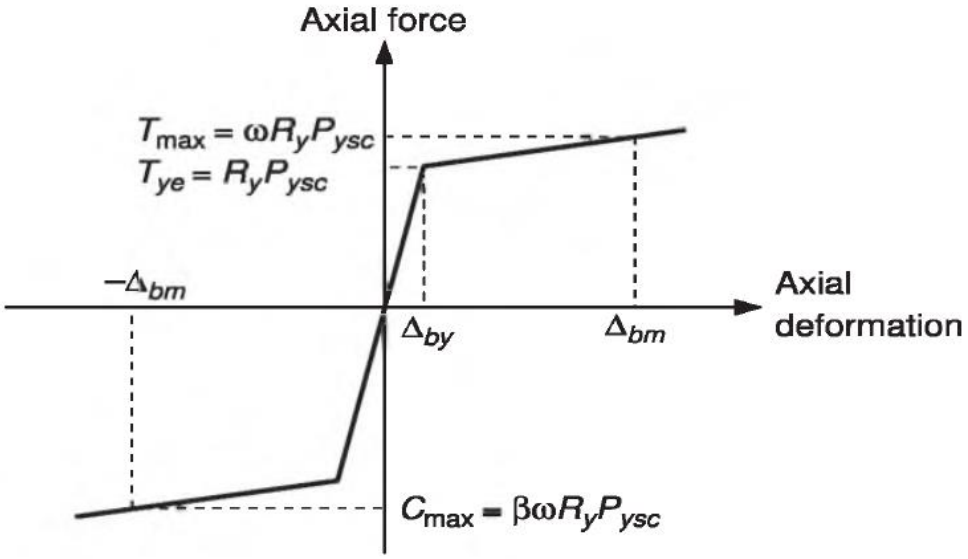
Requisitos de prueba AISC

Las riostras de pandeo restringido pueden tener configuraciones sustancialmente diferentes, y cada configuración debe funcionar correctamente como mecanismo. Se requieren pruebas para garantizar un rendimiento confiable del diseño de la riostra. Son necesarias varias consideraciones al crear un programa de prueba. Las mismas consideraciones son necesarias al evaluar la aplicabilidad del programa de prueba de un fabricante a un proyecto específico. Todas estas consideraciones, junto con los requisitos específicos de similitud, los protocolos de prueba, los requisitos de informes y los criterios de aceptación se presentan en la Sección K3 de AISC 341.

La primera consideración es la fuerza. El programa de pruebas de riostras debe incluir pruebas que tengan una fuerza razonablemente similar a la de las riostras propuestas. La segunda consideración son las deformaciones impuestas a las riostras. Estos incluyen las deformaciones axiales y las rotaciones finales. Las deformaciones impuestas a las riostras ensayados deben corresponder a las previstas en la estructura. AISC 341 requiere que los arriostramientos se prueben con una deriva de piso del 2% o el doble de la deriva del piso del diseño, lo que sea mayor; esta deformación axial de la riostra objetivo se designa como Δ_{bm}.

Se sabe que la naturaleza empírica de los métodos del código de construcción para estimar la deriva da resultados más bajos que los análisis del historial de respuestas no lineales. Sin embargo, la deformación excesiva de la riostra no debe equipararse al colapso del edificio, y se espera que el desempeño adecuado bajo deformaciones calculadas dos veces por el código de construcción proporcione un margen razonable contra el colapso para los desplazamientos reales durante un terremoto.

Figura 70. Definición de ω y β de un BRB.



Fuente: Fuente: Bruneau, Michel; Uang, Chia-Ming; Sabelli, Rafael. 2011. Ductile Design of Steel Structures.

Para el diseño de capacidad, AISC 341 requiere que el diseñador considere la siguiente resistencia a la tracción de la riostra ajustada (ver Figura 70):

$$T_{max} = \omega R_y P_{ysc}$$

Donde $P_{ysc} = F_{ysc} A_s$ es el límite elástico axial del núcleo de acero calculado en base al límite elástico mínimo especificado. El factor ω es el factor de ajuste por endurecimiento por deformación. La resistencia a la tracción anterior se incrementa aún más mediante un factor de ajuste de la resistencia a la compresión, β, para calcular la resistencia a la compresión ajustada de la riostra:

$$C_{max} = \beta T_{max} = \beta\omega R_y P_{ysc}$$

Vale la pena enfatizar nuevamente que la resistencia a la compresión de un BRB es mayor que la resistencia a la tracción. Lo contrario es cierto las riostras convencionales en un SCBF.

Carcasa de refuerzo

Por lo general, se considera que la carcasa tiene una tensión axial muy baja y se verifica el pandeo de Euler, Pe, independientemente de su esbeltez. Los factores de seguridad se imponen debido a lo indeseable de este modo de rendimiento. La ecuación (11.4) se puede utilizar para el diseño de la carcasa.

Conexiones de riostra

Se requiere que las conexiones estén diseñadas para 1,1 veces C_{max}. Se utiliza un factor de seguridad de 1,1 para tener en cuenta en parte la incertidumbre relacionada con el nivel de endurecimiento por deformación que se espera [22]. Esta fuerza debe usarse para el diseño de la cartela para evitar pandeo. Es posible que, en algunos diseños de riostras restringidas por pandeo, el miembro de riostra ofrezca menos restricción rotacional fuera del plano de lo que se supone comúnmente en las placas de refuerzo de diseño. Por esta razón, los diseñadores deben tener cuidado al extrapolar la metodología de diseño empleada en las riostras.

Vigas y Columnas

Las fuerzas máximas de los arriostramientos, T_{max} y C_{max}, también se emplean en el diseño de vigas y columnas. AISC 341 [22] requiere que las vigas y columnas estén diseñadas para permanecer "nominalmente elásticas" a los niveles de fuerza correspondientes a las riostras totalmente cedidas y endurecidas por deformación. Normalmente, un análisis del mecanismo plástico se realiza asumiendo una deformación de primer modo. (Este método se ilustra en el ejemplo de diseño). En tal mecanismo, se supone que las riostras no resisten fuerzas de gravedad; de hecho, se eliminan del modelo y en su lugar se aplican fuerzas correspondientes a la magnitud y dirección de las capacidades de los arriostramientos endurecidos por deformación.

Este procedimiento de diseño de capacidad para determinar las resistencias requeridas de los miembros del marco está destinado a evitar el pandeo de vigas y columnas. No tiene la intención de evitar una deformación limitada en los miembros de la viga. Por consiguiente, los momentos en estos miembros no se consideran junto con estas grandes fuerzas axiales. Por el contrario, se garantiza una capacidad de rotación suficiente mediante el uso de secciones muy compactas y el uso de conexiones de viga a columna totalmente restringidas capaces de resistir momentos correspondientes a la resistencia a la flexión de la viga (o columna) o el uso de conexiones "simples" capaces de acomodar una rotación de 0.025 radianes [26].

Predimensionamiento De Elementos Estructurales De Acero

La estructuración puede describirse como la etapa inicial del diseño estructural, en el cual se definen, con base en el proyecto arquitectónico, las dimensiones generales de una estructura, tanto en planta como en elevación (claros, alturas de entrepiso, etc.), y los tipos de perfiles utilizados en vigas y columnas para formar la estructura básica de la construcción [63].

De este proceso se deben cumplir los siguientes requisitos en las edificaciones:

1. Resistencia y Rigidez
2. Estabilidad y Funcionalidad
3. Economía y Constructibilidad
4. Forma y poco peso
5. Sencillez, simetría y regularidad en planta
6. Uniformidad en altura
7. Formación de rótulas en miembros horizontales antes que en los verticales

Los criterios de estructuración para edificios de acero son similares para los edificios de otros materiales, estos criterios dependerán del criterio del proyectista, además se debe tener en cuenta que el diseño definitivo puede sufrir variaciones. No obstante, se debe tener cuidado en esta etapa, pues los errores inducidos en la estructuración de la estructura difícilmente pueden ser corregidos después en las etapas de análisis y diseño.

Predimensionamiento De Vigas

Para vigas se estima utilizar la siguiente fórmula para obtener la altura de la viga a utilizar en un edificio de acero:

Vigas Principales	**Vigas Secundarias**
$d = \frac{L}{20}$	$d = \frac{L}{24}$

Donde:

d: Altura de viga.

L: Luz libre entre columnas.

Predimensionamiento De Columnas

Para el predimensionamiento de columnas de acero, se toma en cuenta, la posible carga axial que puede llegar a la columna, que es como se orienta para edificaciones de concreto armado.

$$\frac{P_u}{A} = 0.15Fy$$

Donde:

Pu: Carga axial que soporta la columna.

A: Área de la columna

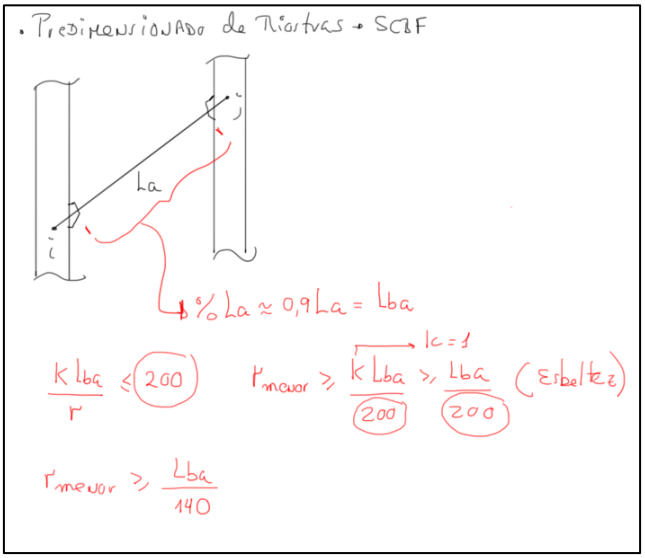
Fy: Límite de fluencia.

Predimensionamiento De Riostras Para Sistemas SCBF y BRBF

En el predimensionamiento de riostras para sistemas estructurales de acero SCBF se recomienda utilizar la relación de esbeltez dada por el AISC 341-16 para encontrar el radio de giro, tal como se muestra en la Figura 71.

Se debe considerar un 90% de la longitud total de la riostra, pues el 10% restante abarca las longitudes de sus conexiones correspondientes. No obstante, dada la relación de esbeltez menor e igual a 200, se recomienda utilizar una relación de esbeltez entre 70 a 120 para encontrar el radio de giro.

Figura 71. Recomendaciones para predimensionamiento de riostras.



Fuente: Elaboración Propia.

Materiales y métodos.

Tipo y nivel de investigación

El tipo de investigación será descriptiva ya que se considerará todos los componentes del fenómeno en estudio, además de medir conceptos y definir variables fundamentada en una serie de análisis matemáticos [64].

A su vez Basándose en el fin que se persigue es cuantitativa porque para sustentar de manera fehaciente los resultados estos serán calculados y procesados

Diseño de investigación

El diseño de la investigación será no experimental, transversal ya que su alcance será descriptivo, además su propósito es describir variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado [64].

Población, muestra, muestreo

- Población:

2 Edificios de Acero Estructural y uno de Concreto Armado para la ciudad de Chiclayo.

- Muestra:

2 edificios de acero con riostras y un edificio de concreto armado para la ciudad de Chiclayo.

- Muestreo:

Edificio de acero con Pórticos Especiales con Arriostramiento Concéntrico, Edificio de Acero con Pórticos con Arriostramiento de Pandeo Restringido, y Edificio de Concreto Armado con muros estructurales.

Criterios de selección

Para el modelamiento de los sistemas estructurales en estudio, se tomaron los datos del Steel Construction Manual 15ava edición y del Reglamento Nacional de Edificaciones para las propiedades de materiales, como el acero A36 y el concreto armado.

Los sistemas estructurales en estudio para esta investigación se seleccionaron tomando en cuenta lo expuesto en la sección 0, donde a partir de la información se seleccionaron los perfiles de acero estructural para los elementos estructurales de los edificios los cuales cumplieron las solicitaciones sísmicas y para acciones del viento.

Para los perfiles de acero se tuvo en cuenta los requisitos planteados por la norma AISC 360, además las propiedades de estos fueron extraídas del Steel Construction Manual 15ava Edición.

La utilización de Software de CSI tales como ETABS, SAP2000 y SAFE se basaron por ser los más recomendados en el ámbito de diseño estructural. En la actualidad, hasta la entrega de esta investigación se está trabajando con ETABS en su versión 21, la cual permite la adición de plugin para realizar algunas verificaciones de conexiones y su interoperabilidad con REVIT para poder realizar el modelamiento del edificio, lo cual permitirá obtener el metrado de la investigación, así como los planos arquitectónicos y estructurales.

Operacionalización de variables

- ✓ **Variable Independiente**

Diseño estructural de la edificación de acero.

- ✓ **Variable Dependiente**

Características de la edificación

Tabla 4. Operacionalización de variables.

VARIABLES		**DIMENSIONES**	**INDICADORES**	**INSTRUMENTOS**	**ÍNDICE**
INDEPEND.	**DEPENDIENTE**				
ANÁISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN	Geometría de la edificación	Análisis Estático	Norma Técnica y Software ETABS o SAP2000	---
			Análisis Dinámico	Norma Técnica y Software ETABS o SAP2000	---
			Estructuración, Dimensiones entre ejes, Altura, Peso.	Planos	Glb
		Condiciones de Servicio	Deflexiones	Norma Técnica y Software ETABS o SAP2000	cm
			Desplazamientos	Norma Técnica y Software ETABS o SAP2000	cm
		Sistema estructural	Pórticos especiales concéntricamente arriostrados (SCBF)	Momentos y cortantes	Tn.m, Tn
			Pórticos con arriostramiento de pandeo restringido (BRBF)	Axiales, Cortante	Tn
			Concreto Armado (Muros Estructurales o Dual)	Axial, Momento y Cortantes	Tn, Tn.m
		Costo	Costo de la Edificación	Documentación BIM mediante Software REVIT	Soles

Fuente: Elaboración propia.

Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Tabla 5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.

TÉCNICAS	INSTRUMENTOS
Recopilación de información	Memoria del proyecto Planos
Análisis de documentos	Códigos Americanos, artículos científicos, tesis.
Observación	Opinión de ingenieros estructurales.

Fuente: Elaboración propia.

Procedimientos

A fin de cumplir los objetivos de esta investigación, se tomará en cuenta el siguiente procedimiento:

a) Recopilación y análisis de la información bibliográfica.
b) Revisión de normas a aplicar en la etapa de estructuración y análisis sísmico y diseño del edificio.
c) Modelamiento del edificio con los sistemas estructurales de acero SCBF y BRBF, además del de Concreto Armado en software Etabs y Safe teniendo en cuenta los parámetros sísmicos de la Norma Técnica Peruana, la Norma Americana AISC 341-16 y ASCE/SEI 7-16.
d) Análisis Dinámico de los edificios con los sistemas estructurales en estudio y verificación de irregularidades y derivas de acuerdo con la NTP E030.
e) Comparación de los resultados de los sistemas estructurales en estudio.
f) Elaboración de hojas de cálculo en MathCad para los diseños de los elementos estructurales de acero, así como también las conexiones utilizadas.
g) Elaboración de planos estructurales de los edificios de acero y concreto armado.
h) Elaboración de presupuesto de los sistemas estructurales en estudio.

Plan de procesamiento y análisis de datos

1ra Etapa: Recopilación de Información

Se realizará la recopilación de fuentes bibliográficas y antecedentes de la investigación para analizar la información a utilizar en los diseños estructurales del edificio.

Para los propósitos de esta investigación, la edificación se ubicó en el distrito de Chiclayo, pues en este lugar se contaba con información accesible que permitieron el desarrollo y la culminación del proyecto.

2da Etapa: Modelamiento y análisis estructural mediante software de CSI (COMPUTERS & STRUCTURES.INC)

Se realizará el modelamiento del edificio teniendo en cuenta los sistemas estructurales de acero y concreto armado a utilizar para determinar su comportamiento sísmico, desplazamientos laterales y esfuerzos internos.

La elección del sistema estructural de concreto armado se utilizará como referencia para la comparación de los sistemas estructurales de acero.

La utilización de software será: ETABS, SAP2000 y SAFE.

3ra Etapa: Diseño de los elementos estructurales del edificio (Acero estructural y concreto armado).

Teniendo los datos de esfuerzos máximos en la estructura analizada, se pasará a diseñar los elementos estructurales como: Columnas, vigas, riostras, conectores de corte, pernos, placas base de columna, soldadura y cimentación.

Al considerarse un sistema estructural de concreto armado (muros estructurales o dual, eso dependerá del análisis) también se realizará el diseño de estos elementos estructurales.

4ta Etapa: Modelamiento BIM del proyecto y elaboración del presupuesto.

Concluido el diseño, se modelará el edificio en el Software Revit y se generarán las familias relacionadas al modelamiento BIM en la especialidad de arquitectura y estructuras. Posteriormente se elaborará la documentación del proyecto y en base a ello se realizará la estructura del presupuesto del proyecto de la especialidad de estructuras.

5ta Etapa: Análisis de resultados y conclusiones obtenidas de ambos sistemas estructurales.

Se efectuará el análisis obtenido a nivel técnico y económico para realizar las comparaciones respectivas, además se realizarán las conclusiones de la investigación y la recomendación del sistema estructural más optimo a utilizar en la ciudad de Chiclayo.

Matriz de consistencia

Tabla 6. Matriz de Consistencia.

TÍTULO	Análisis Comparativo Del Diseño De Los Sistemas Estructurales De Acero SCBF Y BRBF Para Un Edificio De 8 Niveles En La Ciudad De Chiclayo	
FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	**¿**De los sistemas estructurales en estudio, cuál presenta un mejor desempeño ante un evento sísmico, considerando la relación calidad – precio en edificios de mediana altura?	
FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS	¿Realizando un análisis comparativo del diseño estructural de los sistemas estructurales de acero SCBF y BRBF para un edificio de 8 niveles en la ciudad de Chiclayo, permitirá estimar las ventajas y desventajas técnicas y económicas de ambos sistemas y determinar la óptima para ser utilizada?	
OBJETIVOS	**Principal**	Efectuar el análisis comparativo del diseño de los sistemas estructurales de acero Pórticos de Arriostramiento Concéntrico (SCBF), Pórticos con Arriostramiento de Pandeo Restringido (BRBF) para un edificio de ocho niveles en la ciudad de Chiclayo con el fin de evaluar ventajas y desventajas técnicas y económicas
	Específico	1. Analizar y realizar la estructuración del edificio de 8 niveles basados en los planos de arquitectura utilizando pórticos de arriostramientos concéntricos y pórticos de pandeo restringido. 2. Analizar y realizar la estructuración del edificio de 8 niveles basados en los planos de arquitectura utilizando un sistema estructural de concreto armado para utilizarlo como referencia en el apartado económico. 3. Analizar los parámetros del estudio de mecánica de suelo a través de estudios similares para la zona de estudio. 4. Diseñar los elementos estructurales de la edificación en estudio respetando los

		lineamientos de la Norma E030 y AISC respectivamente. 5. Diseñar los elementos estructurales de concreto armado para la edificación de ocho niveles utilizando las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones. 6. Realizar el diseño de la cimentación para la subestructura de concreto armado y la superestructura metálica del edificio. 7. Utilizar Software SAP2000, ETABS y SAFE para el análisis estructural de los sistemas estructurales de acero y concreto armado en estudio. 8. Utilizar Software REVIT para la obtención de metrados y presupuestos de la especialidad de estructuras. 9. Comparar los cambios arquitectónicos generados al realizar la comparación de los sistemas estructurales en estudio.
METODOLOGÍA	**TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN**	El tipo de investigación será descriptiva y basándose en el fin que se persigue es cuantitativa.
	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	El diseño de la investigación será no experimental, transversal.
	POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO	- Población: 2 Edificios con sistema estructural de Acero y uno de Concreto Armado para la ciudad de Chiclayo - Muestra: 2 edificios de acero con riostras y un edificio de concreto armado para la ciudad de Chiclayo - Muestreo: Edificio de acero con Pórticos Especiales con Arriostramiento Concéntrico, Edificio de Acero con Pórticos con Arriostramiento de Pandeo Restringido, y Edificio de Concreto Armado con muros estructurales.

Fuente: Elaboración Propia.

Consideraciones éticas

La investigación presentada posee un carácter ético-moral además de una originalidad garantizada.

De acuerdo con los procedimientos recomendados por el ASCE 7-16 [65], ANSI-ASIC 360-16, ANSI-AISC 341-16 y la Norma Técnica Peruana E030, la investigación tendrá su desarrollo de acuerdo con los siguientes criterios:

Modelamiento: A partir del predimensionamiento de los sistemas estructurales en estudio se define las propiedades de los materiales y estos son asignados en el software ETABS para su análisis respectivo. Se verifica que no existan errores en el modelamiento para seguir con la siguiente fase de la investigación.

Análisis: Se realiza el análisis de los sistemas estructurales en estudio. Para ello la norma E030 y algunos capítulos del ASCE 7-16 se toman en cuenta para el correcto análisis sísmico y por viento de la estructura. Se verifica que cumpla los lineamientos establecidos por las normas mencionadas con el fin de salvaguardar la vida de los ocupantes de la edificación ante un evento sísmico.

Diseño: Se tomará como base las guías de diseño establecidas en las normas AISC 360-16, AISC 341-16, para los elementos estructurales de acero, así como los lineamientos de la Norma E060 y ACI 318-19 para el diseño de los elementos estructurales de concreto armado. Con ello se podrá tener la seguridad de un buen desempeño sísmico de las estructuras en estudio.

Resultados y discusión

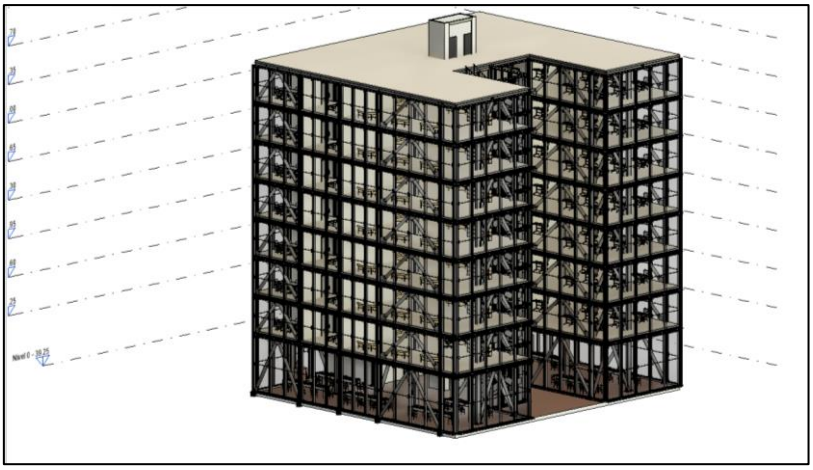
Resultados

Descripción del Proyecto.

Arquitectura

El edificio en estudio es de 8 niveles, con dimensiones en planta de 23.925m x 27m. Posee una fachada de muros cortina los cuales a su vez poseen vidrios que permiten la entrada de luz natural a todo el edificio. Además, el primer nivel consta de un área común para los ocupantes del edificio, y el resto de los niveles corresponde a oficinas.

Figura 72. Imagen 3D del edificio en estudio.



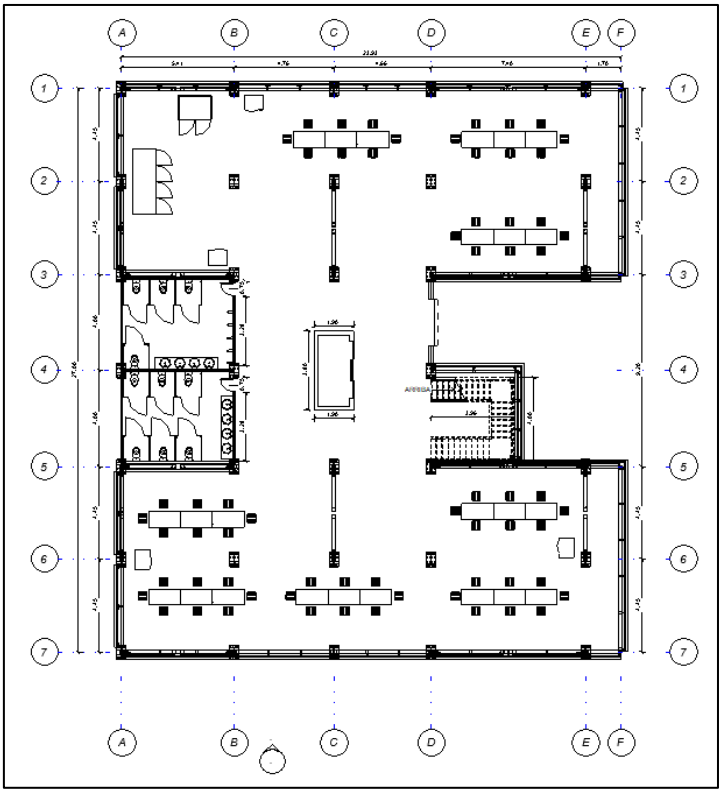
Fuente Elaboración Propia.

Figura 73. Vista Frontal del edificio.



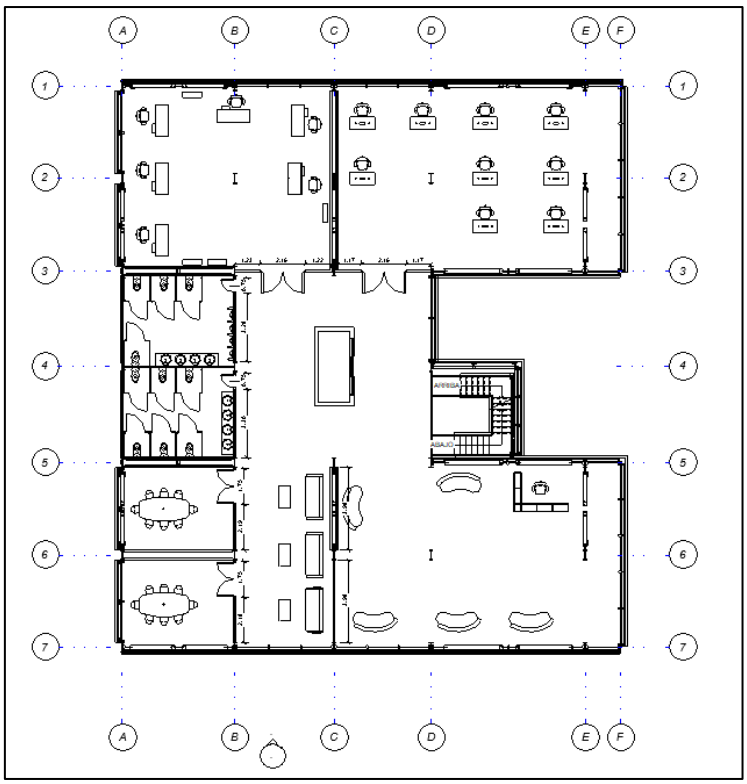
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 74. Vista en planta del primer nivel.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 75. Planta típica del 2do al 8 nivel.



Fuente: Elaboración propia.

Propiedades de los materiales

Los sistemas estructurales SCBF y BRBF están compuestos por acero estructural A572 Grado 50 para todos sus elementos estructurales. Algunas conexiones se realizaron utilizando acero estructural A36, las propiedades del acero estructural se detallan en la Tabla 1 y en las hojas de cálculo de elementos estructurales.

Las vigas, columnas, losas y muros de corte del edificio de concreto armado están compuestos por un concreto con un de $f'c = 210\ {}^{kg}/_{cm^2}$ a excepción de la cimentación que posee un concreto de $f'c = 280\ {}^{kg}/_{cm^2}$. Las propiedades utilizadas tanto para el diseño como para el modelamiento de este son los siguientes:

- Peso específico del concreto: 2.400 tn/m3
- Módulo de Poisson: 0.15
- Módulo de elasticidad del concreto: 15000 x √(f'c)
- Peso específico del acero: 7.8 tn/m3
- Módulo de elasticidad del acero: 2 x 107 tn/m2

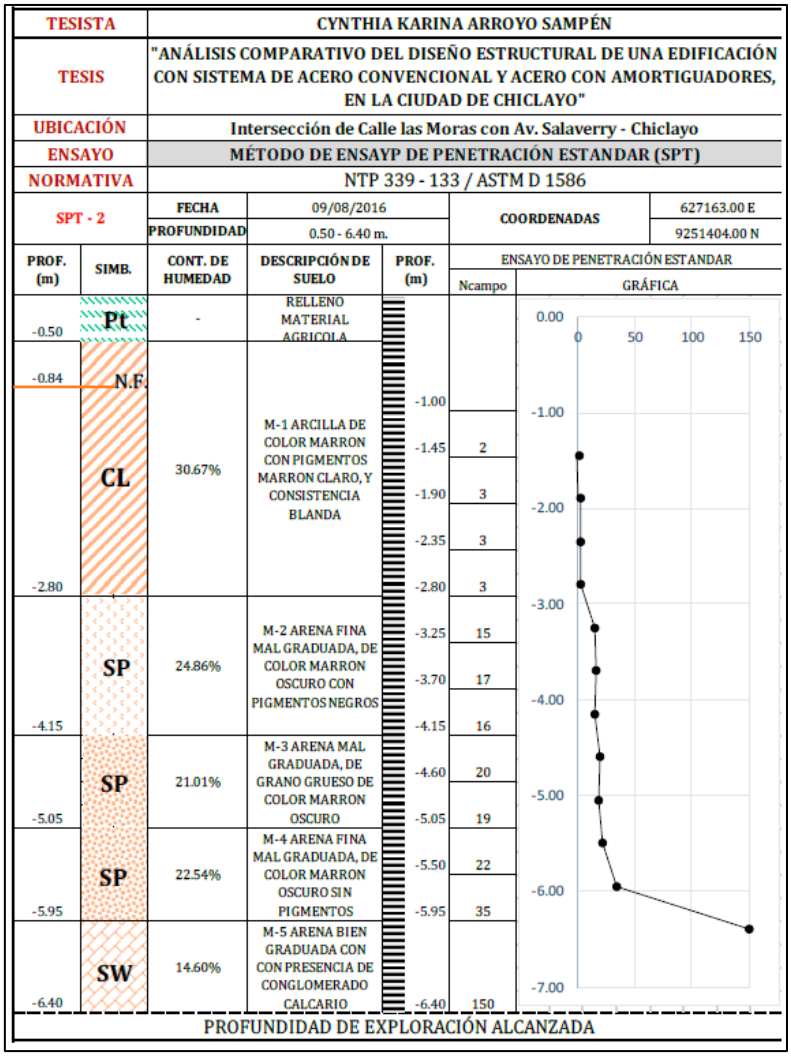
Estudio de Mecánica de Suelos

El estudio de suelos adoptado para esta investigación se tomó de referencia a la tesis denominada "Análisis Comparativo del Diseño Estructural de una Edificación con Sistema De Acero Convencional y Acero con Amortiguadores en La Ciudad De Chiclayo" [12] en el cual se realizó una exploración de 5 puntos de exploración con SPT y se tomó como referencia el SPT-2 para establecer las condiciones de diseño de la cimentación.

Con los datos obtenidos de este estudio se planteó una profundidad de excavación de 2.10m para la cimentación de concreto armado y 1.80m para las cimentaciones de los sistemas estructurales de acero. Es por ello por lo que se tomarán los siguientes parámetros para el diseño:

- ✓ Tipo de cimentación: Platea de cimentación.
- ✓ Capacidad Admisible: qadm= 2.96 kg/cm2.
- ✓ Coeficiente de Balastro: k30=8.00 kg/cm3
- ✓ Peso volumétrico: 1.8 Ton/m3
- ✓ Ángulo de fricción interna: □=34°

Figura 76. Estratigrafía del suelo explorado.



Fuente: Arroyo, Cynthia. Análisis Comparativo del Diseño Estructural de una Edificación con Sistema de Acero Convencional y Acero con Amortiguadores, en la Ciudad de Chiclayo, 2018.

Modelamiento de los sistemas estructurales

Edificio con Sistema Estructural de Acero SCBF

Para el modelamiento de este sistema estructural, se tuvo en cuenta algunas recomendaciones establecidas por distintos ingenieros estructurales especialistas en el diseño de estructuras metálicas, además del Manual de Construcción del AISC [66] para la elección del tipo de Acero y perfiles a utilizar en el edificio. Cabe mencionar que las fórmulas para predimensionar dan como resultado unos perfiles que se puedes seleccionar para modelar el edificio en un programa de cálculo, no obstante, estos pueden no cumplir con los requisitos de diseño establecido por la Normas Americanas AISC 340-16 [22] y AISC 360-16 [67].

Además, se tuvo en cuenta una característica primordial en la selección de los perfiles de acero y es su peso por metro lineal, eso es lo más importante a señalar debido a que esto puede ayudar para proyectar el aspecto económico durante la construcción del edificio.

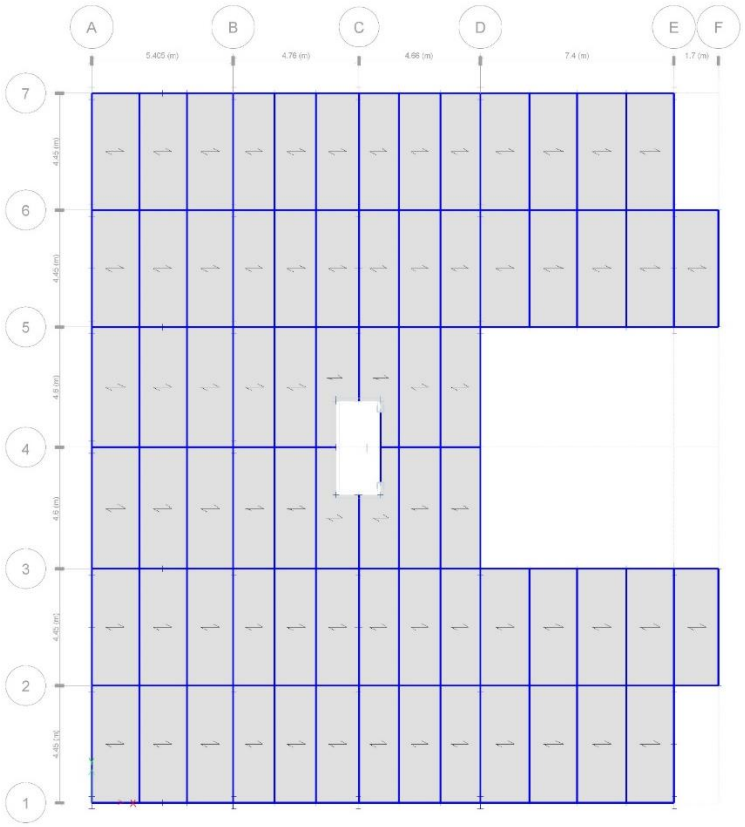
Dada la geometría del edificio mostrada en la Figura 77, se utilizaron las fórmulas establecidas en el ítem 0, por lo cual da como resultado los siguientes perfiles de acero utilizados en este edificio:

Tabla 7. Sección de perfiles utilizados en sistema estructural SCBF.

ELEMENTO ESTRUCTURAL	PERFIL
Viga Principal: Eje X	W16x31
Viga Principal: Eje Y	W16x26
Viga Secundaria (Viguetas)	W10x19
Columnas	W18x65
Riostras	HSS5-1/2x5-1/2x3/8

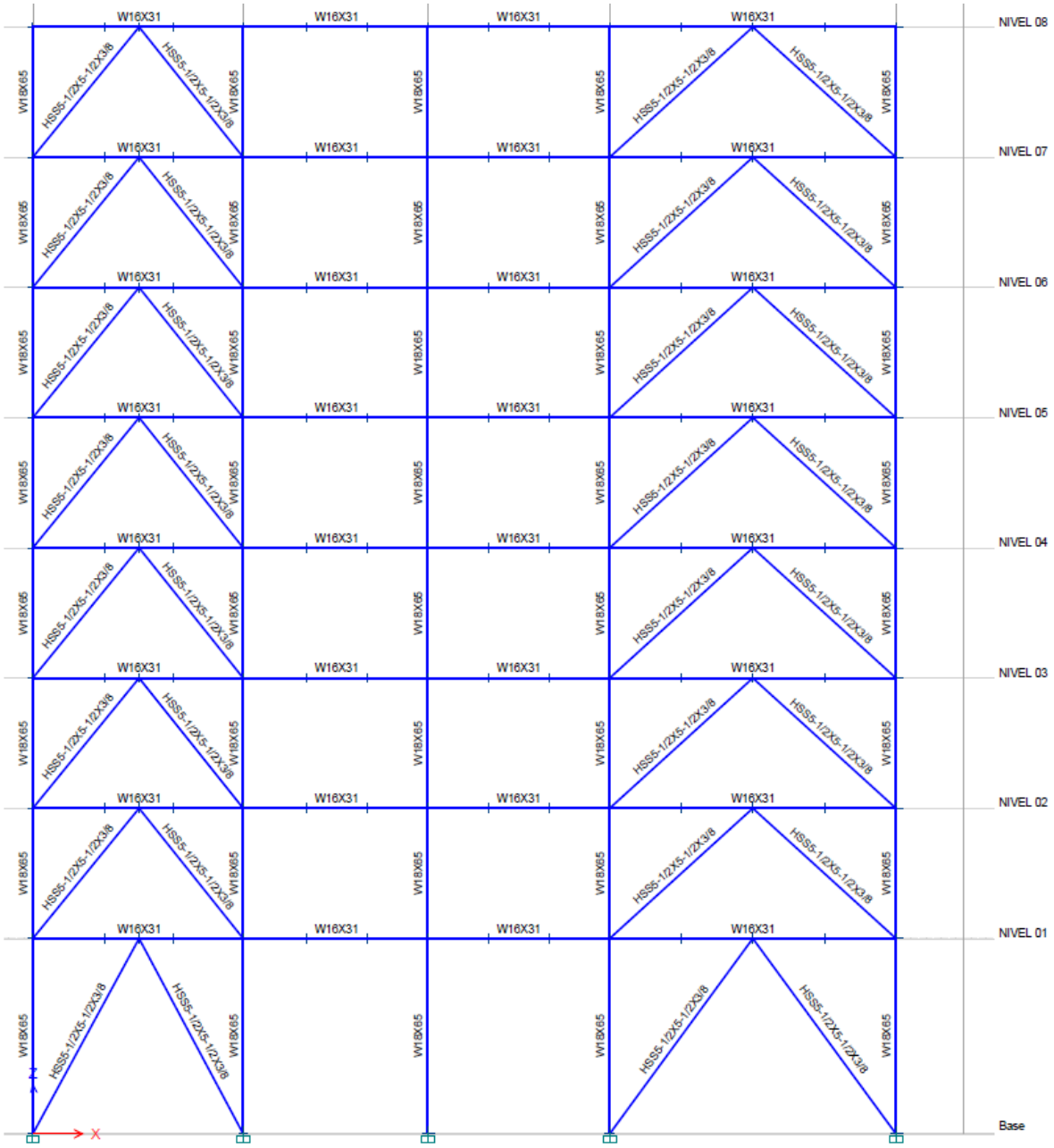
Fuente: Elaboración Propia

Figura 77. Geometría en planta del edificio.



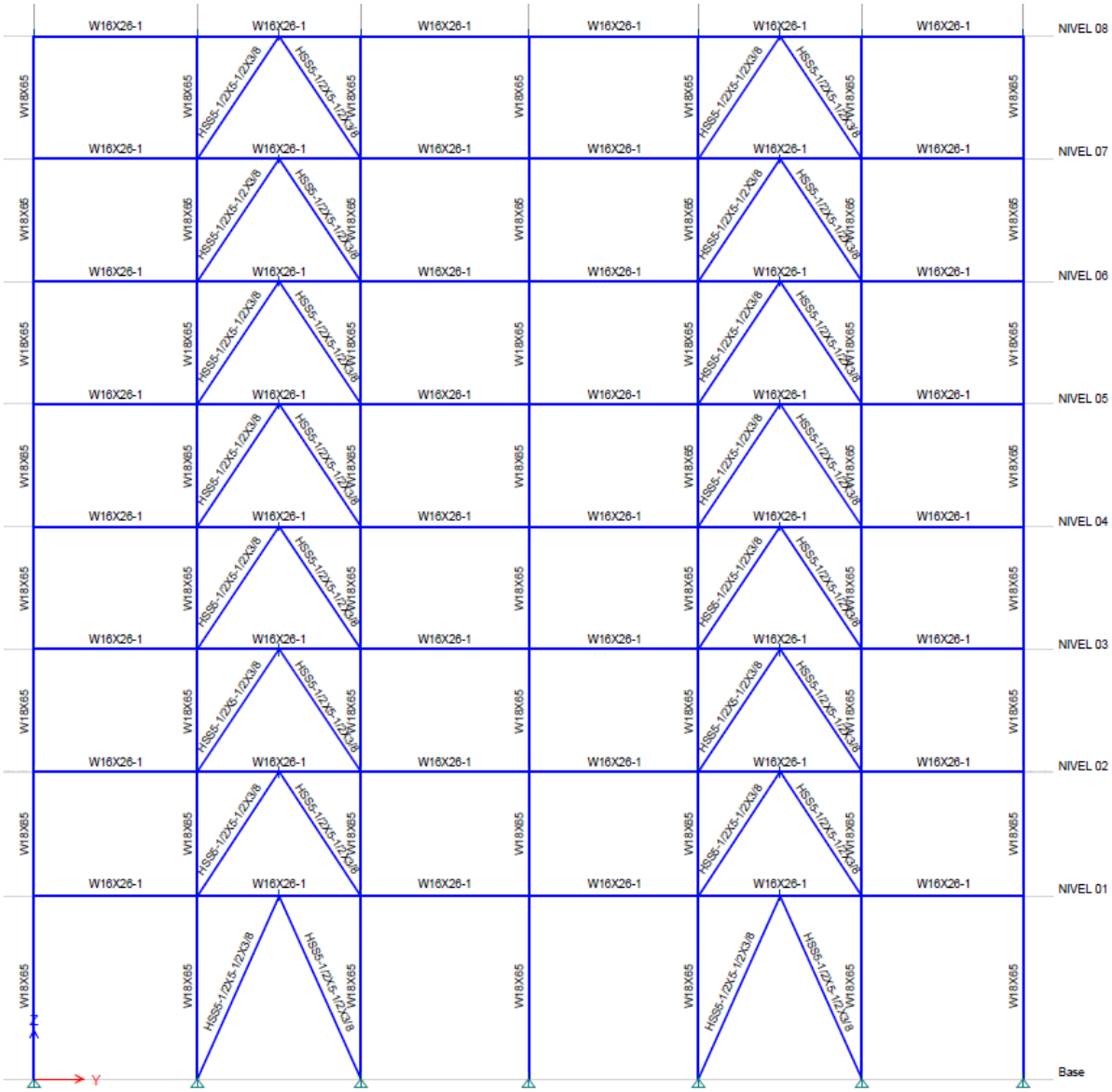
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 78. Pórtico en Sentido X



Fuente: Elaboración Propia.

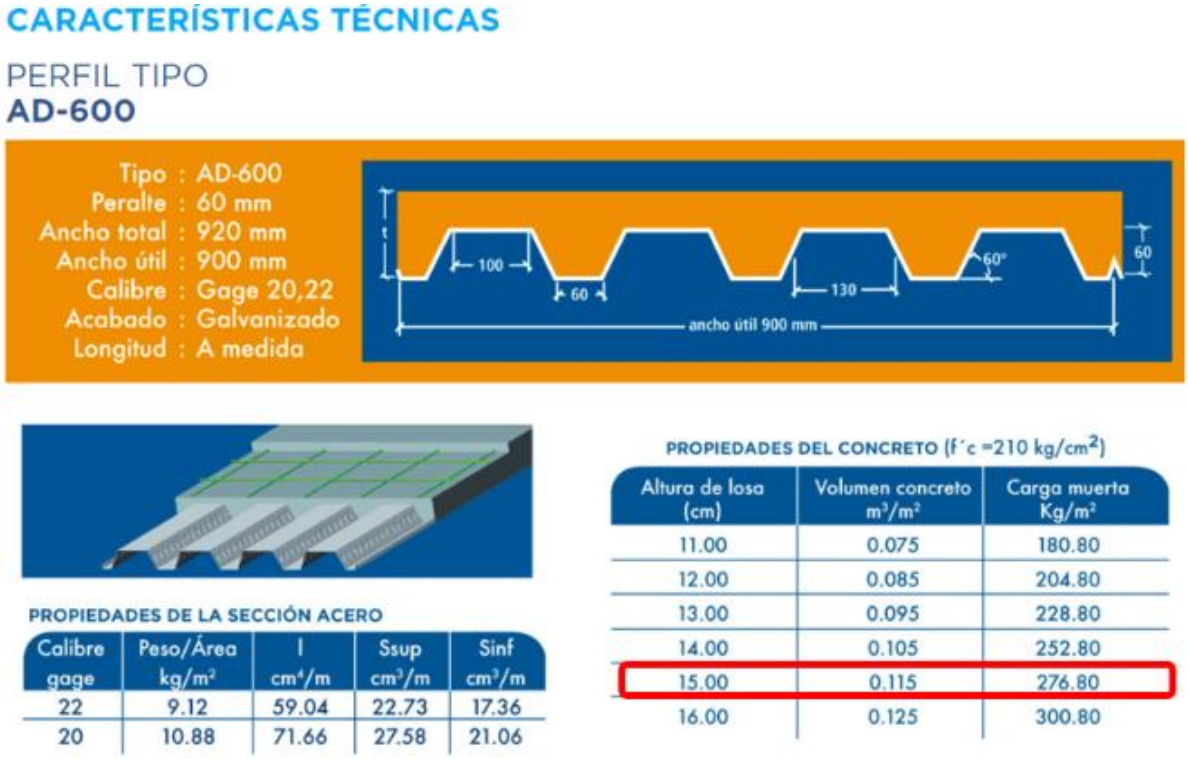
Figura 79. Pórtico en sentido Y.



Fuente: Elaboración Propia.

Para el dimensionamiento de la losa deck se tuvo en consideración las especificaciones técnicas de los perfiles AD-600, las cuales se muestran en la Figura 80. De esta ficha se tomó en consideración los pesos del concreto y de la sección de acero para la asignación de cargas correspondientes.

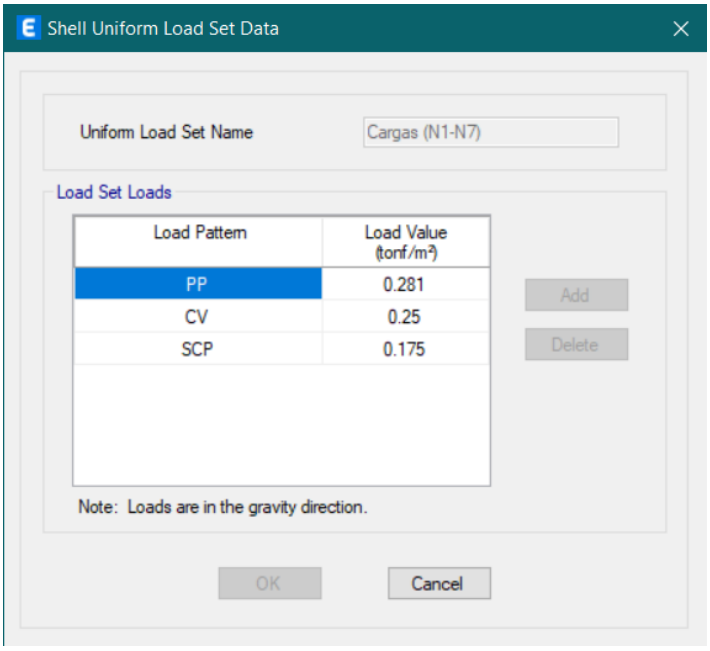
Figura 80. Características técnicas del perfil Tipo AD-600.



Fuente: ACERO-DECK

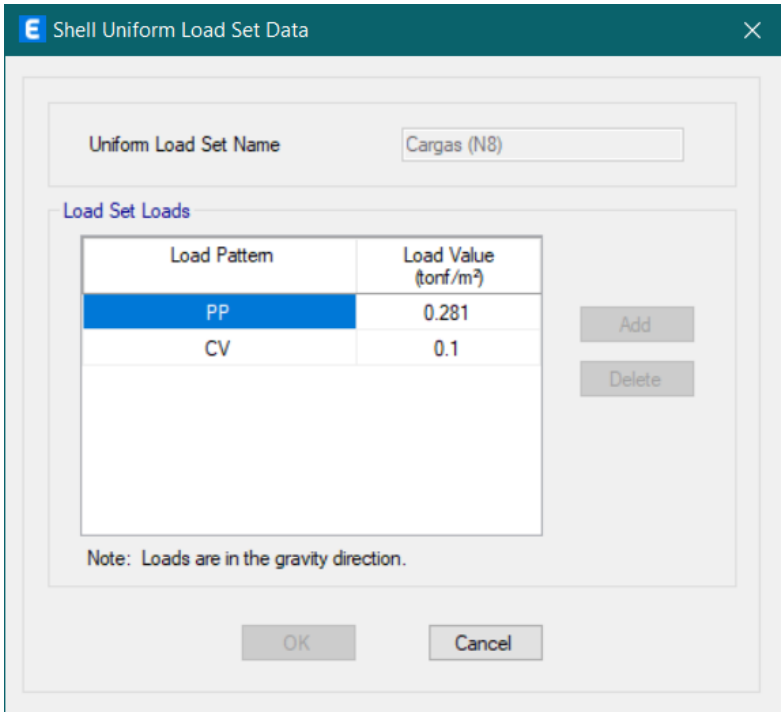
Se tuvieron los siguientes patrones de carga para asignar a los elemento membrana del edificio (ver Figura 81 y Figura 82) donde PP representa el peso propio de la losa, CV la carga viva del edificio según norma y SCP representa la sobrecarga de peso propio (Tabiquería Equivalente) que implica muros divisorios en los ambientes.

Figura 81. Patrones de Carga para los niveles del 1ro al 7mo.



Fuente: Elaboración Propia.

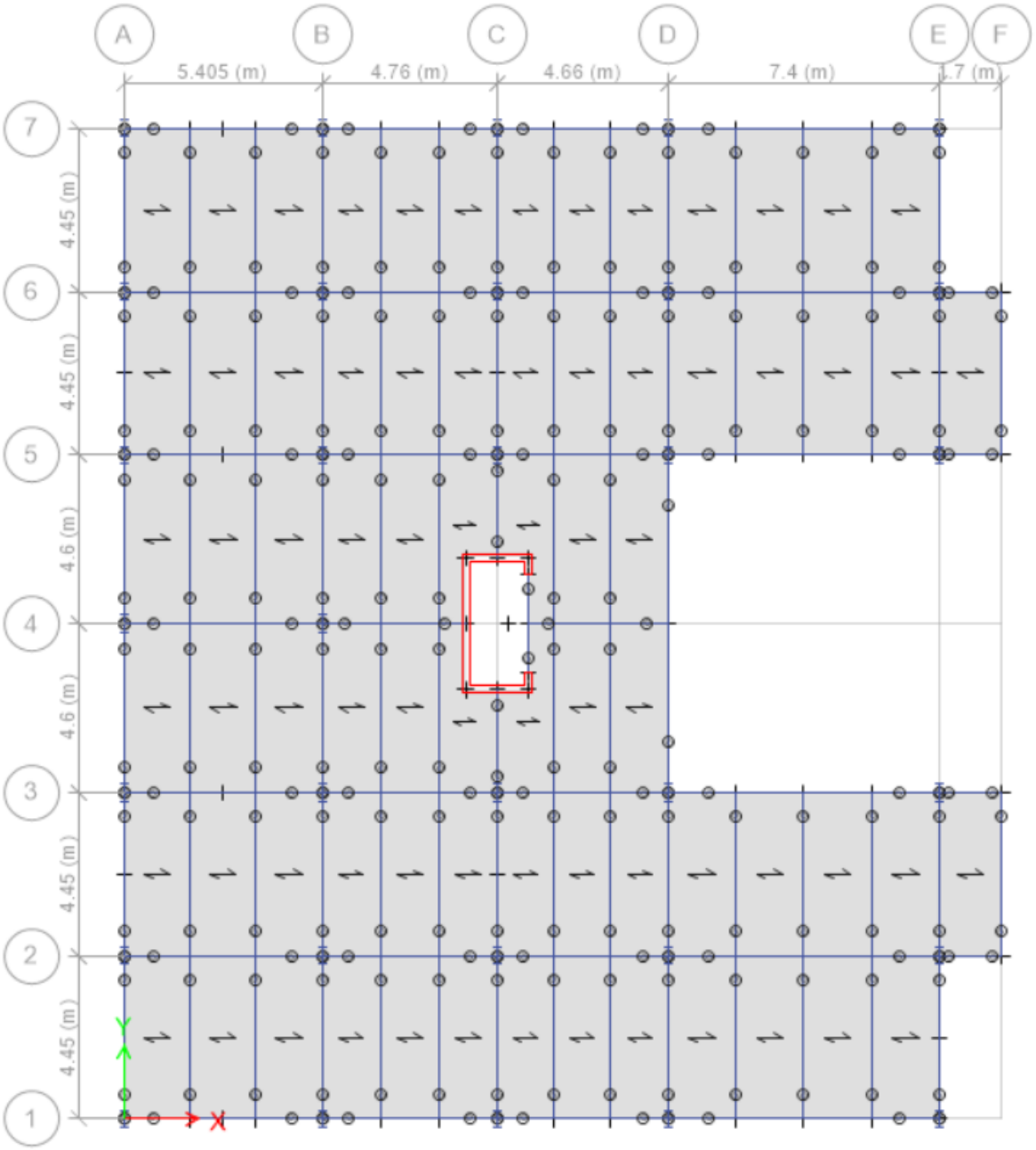
Figura 82. Patrones de carga del último nivel.



Fuente: Elaboración propia.

Un aspecto para resaltar en el modelamiento es que las vigas secundarias (viguetas) solo funcionan a corte, por lo cual se debe liberar los momentos en los extremos de estas, además lo mismo aplica para las riostras de la edificación. No obstante, al ser un sistema estructural SCBF el edificio se define como un sistema estructural que solo funciona a corte, no obstante, se han establecido unos pórticos en el eje Y donde no están arriostrados trabajen a momento dado a que en eje fuerte de las columnas se estableció utilizar conexiones precalificadas.

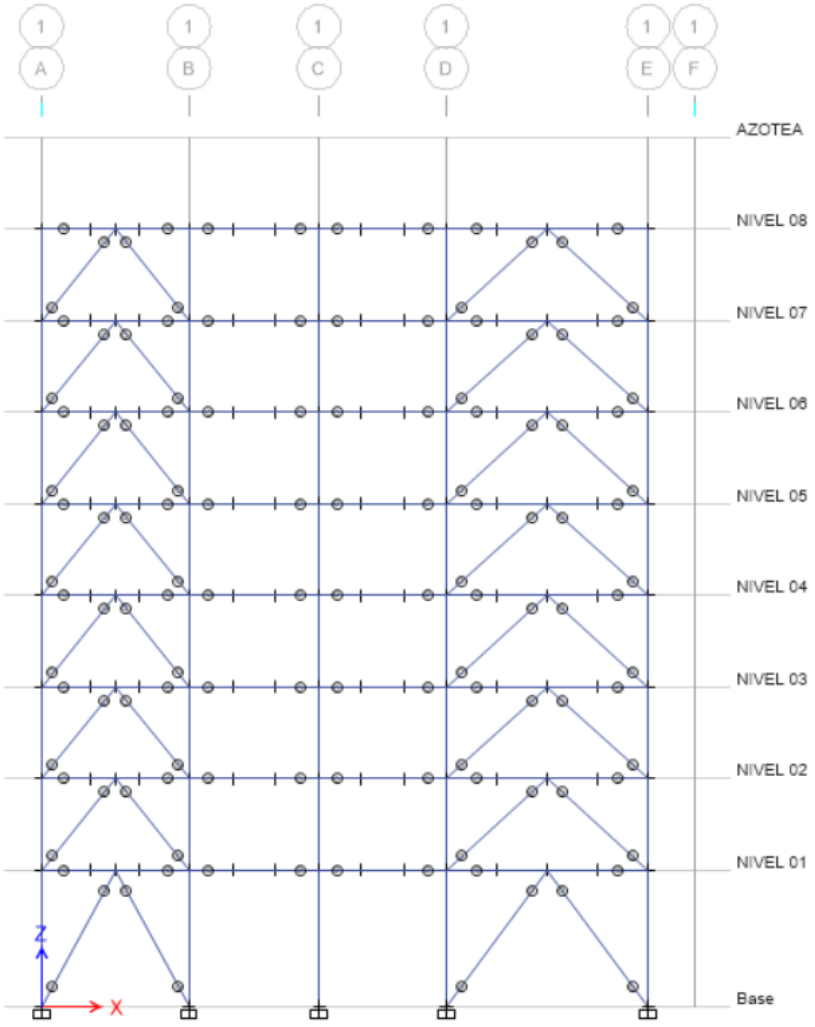
Figura 83. Releases aplicados en el edificio.



Fuente: Elaboración propia.

Como se aprecia en la Figura 83, en todos los pórticos del eje x se les asigno un release para liberar los momentos de las vigas principales, de esta manera las conexiones del edificio serán únicamente a corte y se diseñarán de acuerdo con lo establecido en las normas AISC 360-16 y AISC 341-16. Las flechas indican el sentido del perfil metálico de la losa.

Figura 84. Releases aplicados en el eje 1.



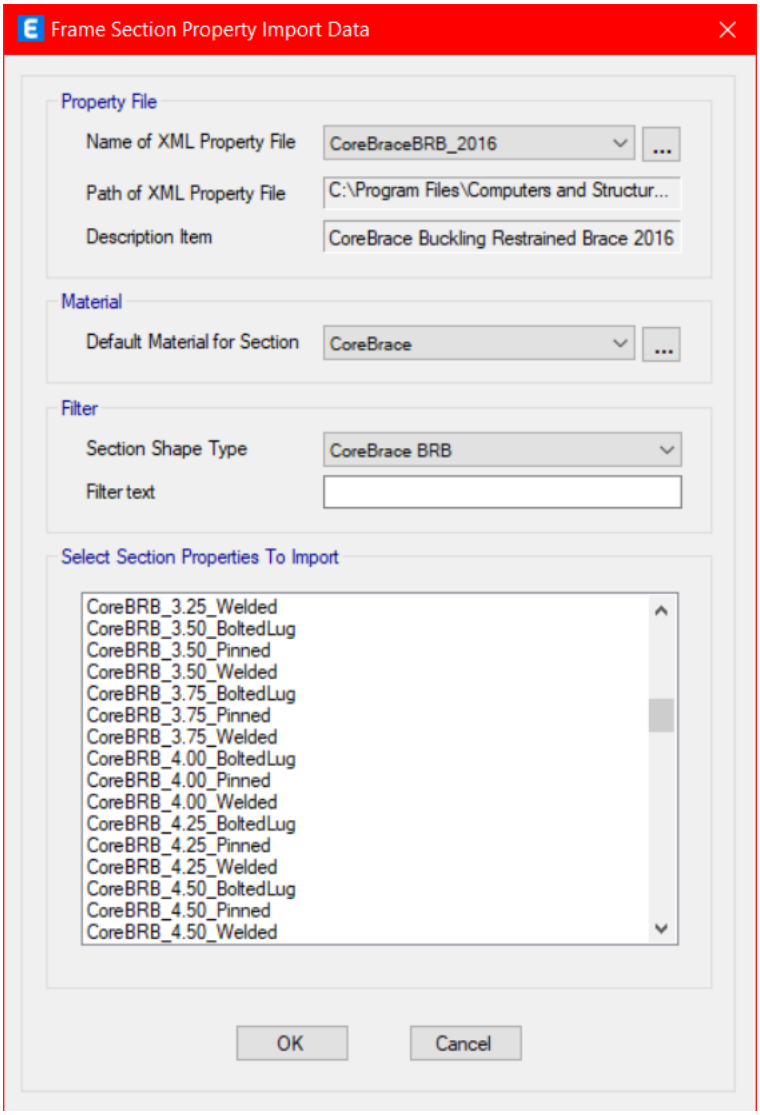
Fuente: Elaboración propia.

Edificio con Sistema Estructural de Acero BRBF

El modelamiento en software del sistema estructural BRBF sigue los mismos alineamientos explicados para el modelamiento del sistema estructural SCBF, lo único a considerar en especial es el modelamiento de la riostra restringida al pandeo, para ello existen dos métodos. El primero consiste en un catálogo proporcionado por CoreBrace (ver Figura 85), la cuál es una compañía Americana que fabrica estas riostras y las proporciona al mercado de acuerdo con lo que el ingeniero proyectista calcula.

No obstante, para esta investigación se calculó las propiedades de las riostras de pandeo restringido, con el fin de evaluar y comparar el cálculo obtenido manualmente y el cálculo otorgado por el programa con las condiciones especiales a considerar en el modelamiento de la riostra.

Figura 85. Perfiles de CoreBrace para utilizar en ETABS.

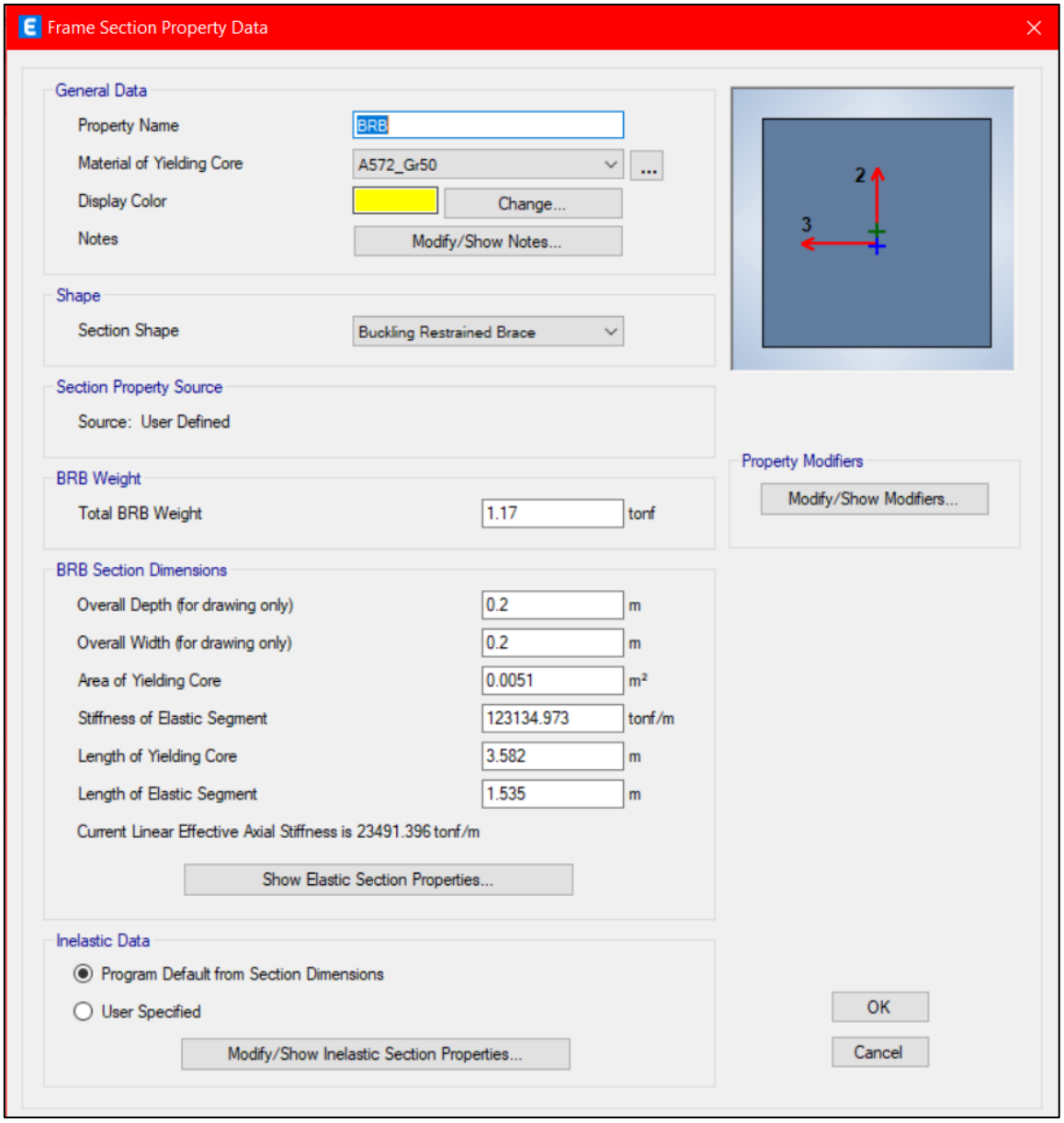


Fuente: Elaboración propia.

Para ello, tal como se muestra en el Anexo 1.11 , a partir del esquema general de las Riostras de Pandeo Restringido se definen las longitudes principales para el cálculo de la rigidez axial efectiva. De ese cálculo mostrado, se demuestra lo siguiente:

La rigidez Axial efectiva calculada es de $23678.43\ \frac{tonnef}{m}$, mientras que la otorgada por el software es de $23491.39\ \frac{tonnef}{m}$ tal como se muestra en la Figura 86 estas variaciones se deben a las condiciones iniciales que se dispone en la geometría del BRB, pues el programa hace un cálculo aproximado de las longitudes cedentes y no cedentes, mientras que lo mostrado en la hoja de cálculo está basado las investigaciones de Watanabe [54] y Tsai [58].

Figura 86. Cálculo de la Rigidez Axial Efectiva mediante Software.



Fuente: Elaboración Propia.

Edificio con Sistema Estructural de Concreto Armado

El edificio de concreto armado se modeló tomando en cuenta algunas recomendaciones de predimensionamiento de los elementos estructurales, no obstante, debido a las dimensiones del edificio las dimensiones de algunas vigas y columnas aumentaron con el fin de garantizar un buen comportamiento durante un evento sísmico.

Las secciones de vigas y columnas, así como los espesores de losa y muro de corte se muestran en la siguiente tabla:

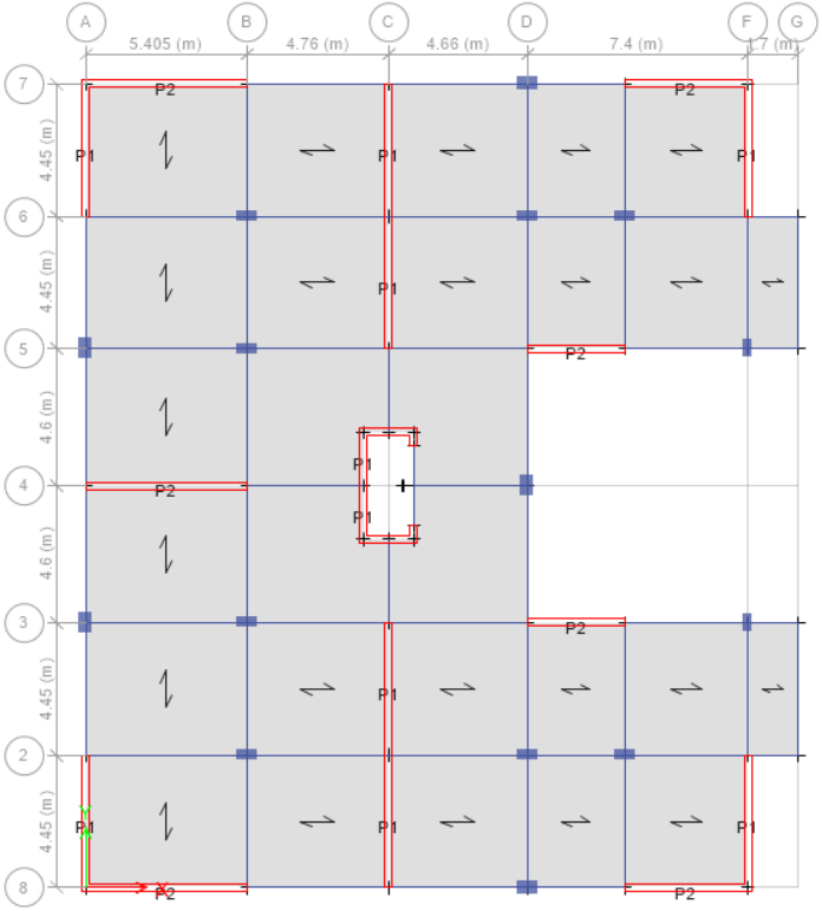
Tabla 8. Dimensiones de los elementos estructurales de concreto armado.

Elemento Estructural	Dimensiones
Vigas Principales	30x50 cm
Viga de Borde	25x25cm
Columas	70x45 cm
	70x35 cm
Losa Aligerada	30cm (Espesor)
Losa Maciza	20cm (Espesor)
Muro de Corte	25cm (Espesor)

Fuente: Elaboración Propia.

La geometría de este sistema estructural es similar al de los sistemas de concreto armado, poseen la misma geometría, pero de diferentes elementos estructurales, en este caso se están empleando muros de corte con losas aligeradas en un sentido, además de una losa maciza en la parte central del edificio tal como se muestra en la Figura 87. Planta de edificio de concreto armado.

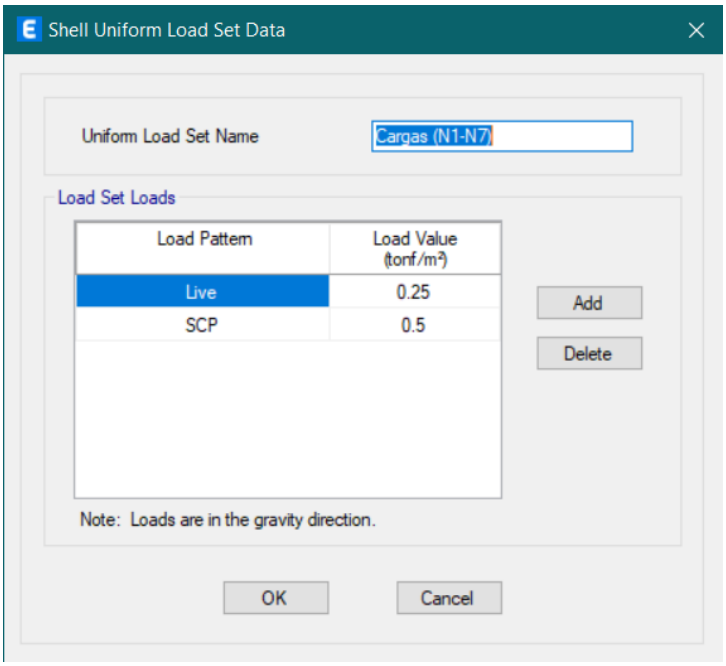
Figura 87. Planta de edificio de concreto armado.



Fuente: Elaboración Propia.

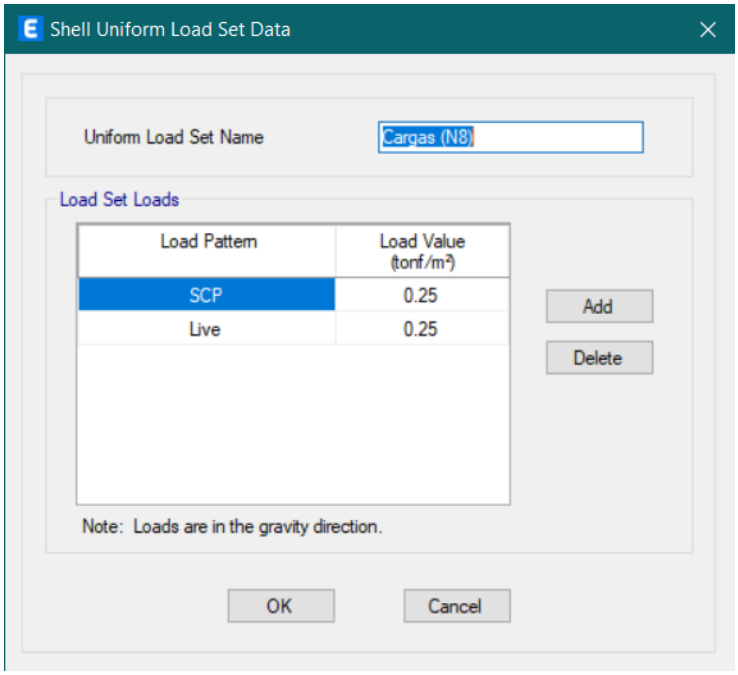
Los patrones de carga utilizados en este sistema estructural se muestran en las Figura 88. Set de cargas para los niveles del 01 al 07. y Figura 89. Set de cargas para el nivel 08., la carga viva es de 250 kg/m2, además de una carga muerta de 500 kg/m2 las cuales incluyen el peso propio de la losa y el peso de la tabiquería que se encuentra sobre las losas.

Figura 88. Set de cargas para los niveles del 01 al 07.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 89. Set de cargas para el nivel 08.



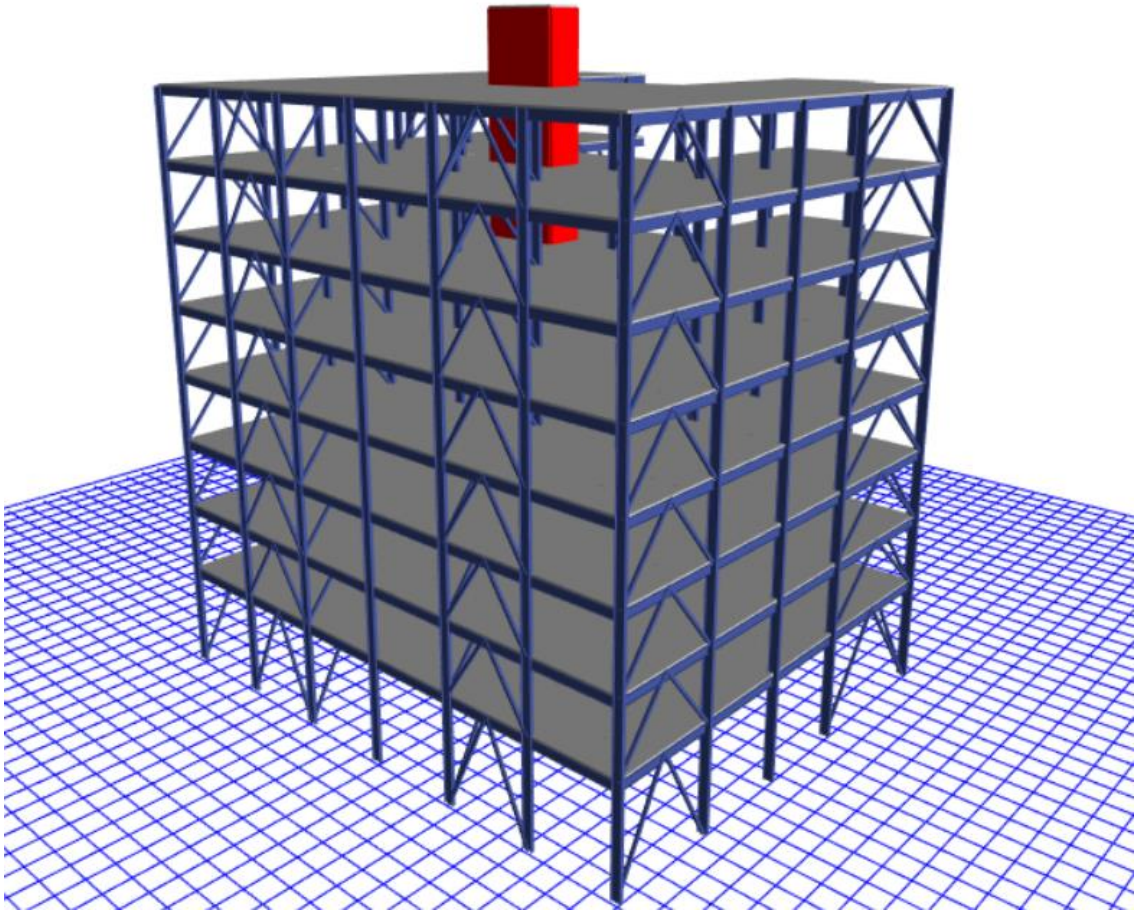
Fuente: Elaboración Propia.

Análisis Dinámico Modal Espectral

SCBF

Este análisis se realizó en Etabs, considerando los lineamientos establecidos por la Norma Técnica Peruana E030, utilizando un análisis que involucre un 5% de amortiguamiento en las funciones de espectro de respuesta y un 5% de excentricidad accidental para cada diafragma rígido.

Figura 90. Edificio con sistema estructural SCBF.



Fuente: Elaboración Propia.

Dada la configuración estructural del edificio con arriostres en ambos sentidos, se considera un Sistema Estructural de Pórticos Especiales Arriostrados Concéntricamente, por lo cual su espectro es el mismo para ambos sentidos, así como los coeficientes para cada dirección de análisis.

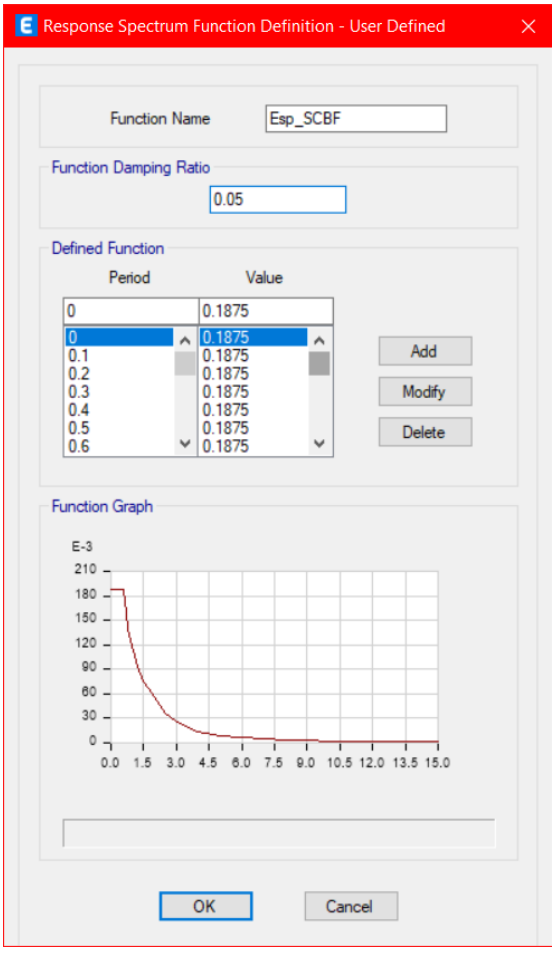
Tabla 9. Coeficientes para espectro de seudoaceleraciones.

Z	0.45
U	1
S	1.05 seg
T_P	0.6 seg
T_L	2.0 seg
R_0	7
I_a	1
I_p	0.90

Fuente: Elaboración Propia.

Dados los coeficientes en Tabla 9, el espectro de respuesta del sistema estructural SCBF se muestra en la Figura 91.

Figura 91.Espectro de respuesta del sistema SCBF.



Fuente: Elaboración Propia.

Además, se obtuvo el peso por metro cuadrado de la edificación con este sistema estructural el cuál se muestra en la tabla el cuál corresponde a 0.59 $tonnef/m^2$.

Tabla 10. Peso por metro cuadrado de la edificación.

Peso del edificio	Área de Piso	Peso por unidad de área
2871.50 tonnef	611.80 m^2	0.59 tonnef/m^2

Fuente: Elaboración Propia.

Participación modal y periodos

En base a lo expuesto, se pudo obtener la participación modal y los periodos de la estructura en base al análisis dinámico. En la Tabla 11 se muestra que la participación modal del edificio supera el 90% que establece como requisito mínimo en la Norma E030. Además, en la Tabla 12 se muestran los periodos de la estructura obtenidos en el software.

Tabla 11. Participación Modal de la estructura.

Case	ItemType	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	100	100
Modal	Acceleration	UY	100	99.98
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 12. Periodos de la estructura.

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ
		sec			
Modal	1	0.85	0.446	0.525	0
Modal	2	0.802	0.53	0.467	0

Fuente: Elaboración propia.

Distorsiones de piso

Las derivas fueron calculadas por el Software ETABS, tomando en cuenta la Norma E030, la cual establece que los desplazamientos laterales se deben multiplicar por el coeficiente de reducción “R”, además de un factor de 0.75 para una estructura regular y 0.85 para una irregular. Debido a que el material predominante de este sistema estructural es acero, el límite de distorsión de entrepiso debe ser 0.010 como máximo.

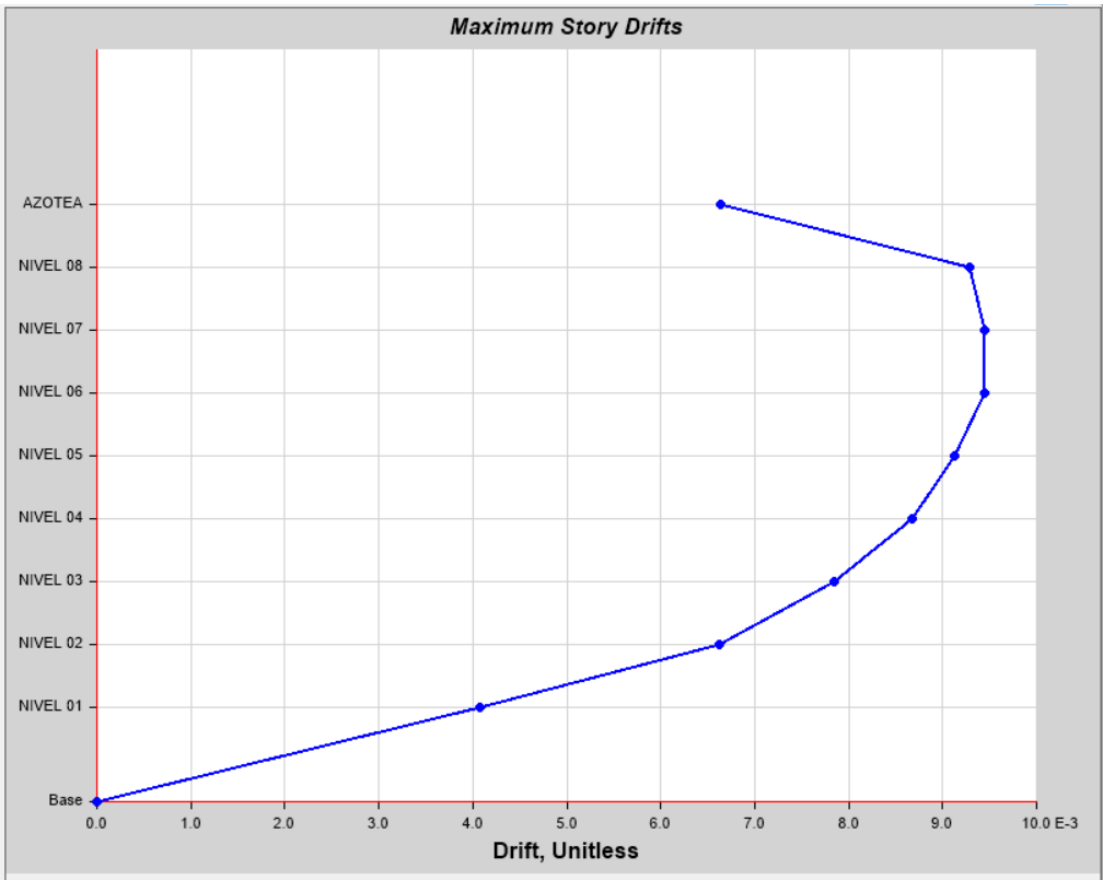
En la Tabla 13 se muestra las derivas máximas obtenidas del análisis realizado, donde se establece que el nivel 07 de la estructura se lleva a cabo el mayor desplazamiento de la estructura en la Dirección X, así mismo la Figura 92 representa las derivas ploteadas.

Tabla 13. Derivas del edificio con sistema estructural SCBF en la Dirección X.

Story	Max Drift
AZOTEA	0.00668
NIVEL 08	0.00936
NIVEL 07	0.00952
NIVEL 06	0.00952
NIVEL 05	0.00920
NIVEL 04	0.00875
NIVEL 03	0.00792
NIVEL 02	0.00668
NIVEL 01	0.00412

Fuente: Elaboración propia.

Figura 92. Representación de las derivas de piso en el edificio SCBF en la dirección X.



Fuente: Elaboración propia.

Para la Dirección “Y” la

Tabla 14 muestra un máximo desplazamiento en el Nivel 06 y estas derivas se representan gráficamente en la Figura 93. Es importante resaltar el comportamiento regular de los desplazamientos con la configuración estructural de las riostras, las cuales están colocadas en forma de “V” invertida. De acuerdo con las investigaciones de Tremblay [41], donde establece

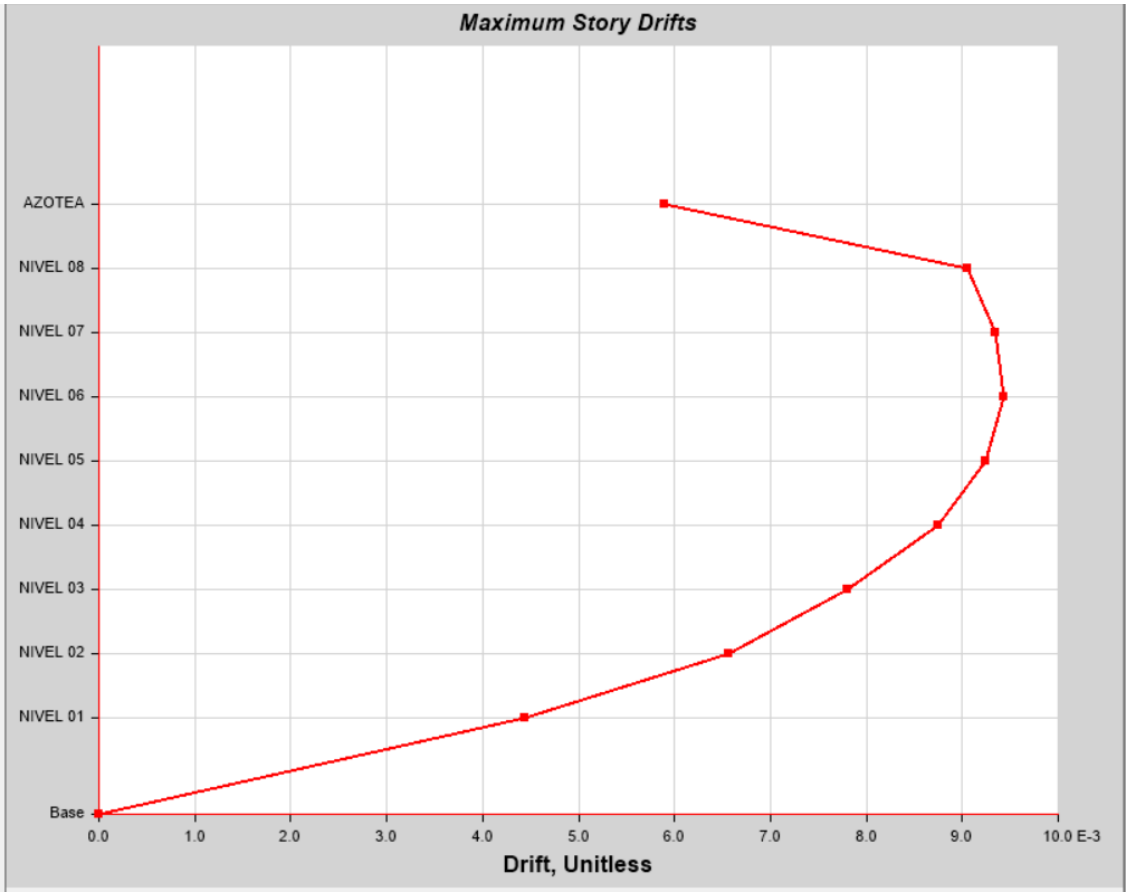
las riostras en forma de X (ver Figura 94), demostró que estas presentan un comportamiento irregular con relación a las derivas, y esto se muestra en la Figura 95.

Tabla 14. Derivas del edificio con sistema estructural SCBF en la Dirección Y.

Story	Max Drift
AZOTEA	0.00593
NIVEL 08	0.00913
NIVEL 07	0.00942
NIVEL 06	0.00951
NIVEL 05	0.00932
NIVEL 04	0.00882
NIVEL 03	0.00788
NIVEL 02	0.00663
NIVEL 01	0.00449

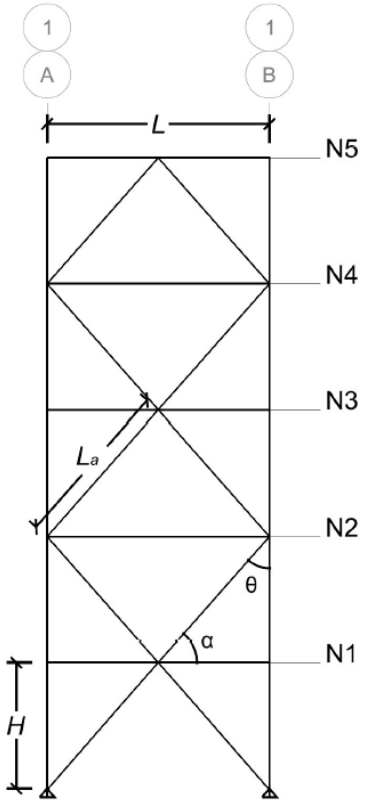
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 93. Representación de las derivas de piso en el edificio SCBF en la dirección Y



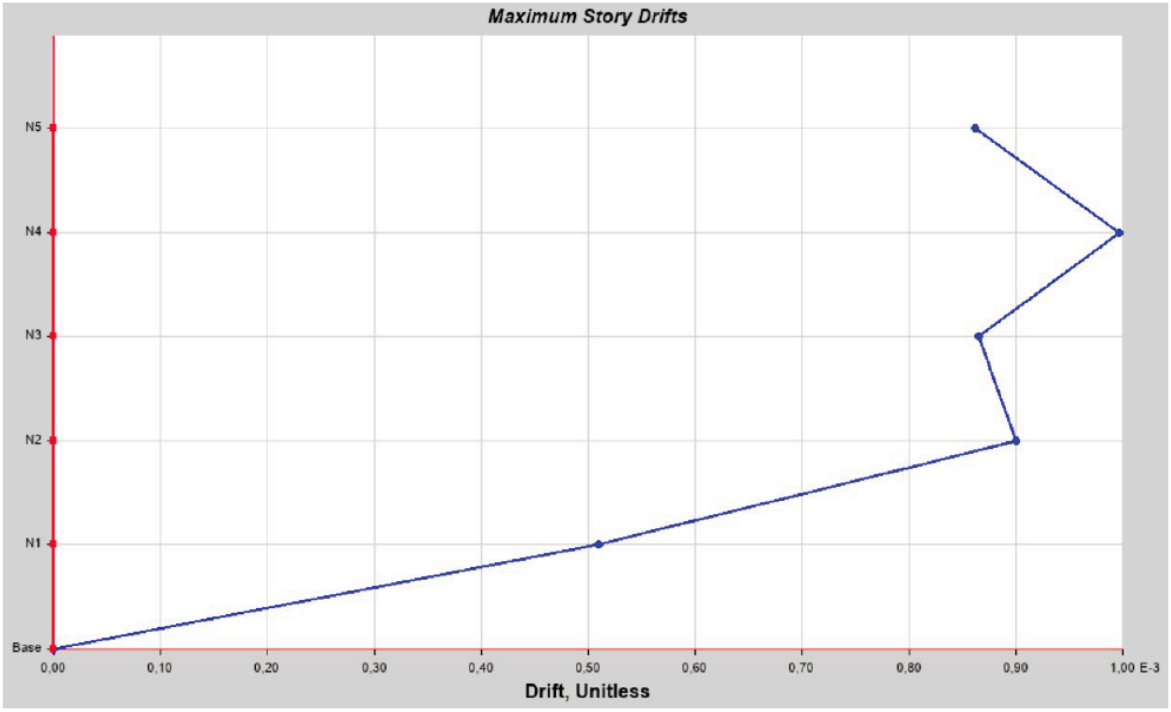
Fuente: Elaboración propia.

Figura 94. Configuración de riostras en Pórtico SCBF.



Fuente: INESATECH.

Figura 95. Comportamiento de derivas con configuración de riostras en "X".



Fuente: INESATECH.

Verificación de irregularidades

De acuerdo con el Artículo 20 de la Norma E030 para establecer los factores de irregularidad I_p para irregularidades en planta y I_a para irregularidades en altura y dada la geometría de la edificación como se muestran en las Figura 77 y Figura 90, se verificó que únicamente existe irregularidad en planta debido a esquinas entrantes en ambos sentidos de análisis, pues sus dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.

En relación con las irregularidades en altura de la tabla N°8 del Artículo 20 de la Norma E030 en el edificio en estudio no se encontró ninguna de las establecidas, por lo cual el factor de irregularidad es de 1.

En la Tabla 15 y Tabla 16 se presentan la verificaciones para las irregularidades torsionales de la estructura, las cuales muestran unos ratios inferiores a 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos en el caso de Irregularidad Torsional y 1.5 para el caso de Irregularidad Torsional Extrema.

Tabla 15. Verificación de irregularidad torsional en la Dirección X.

Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio
		m	m	
AZOTEA	Drift_X	0.022383	0.021745	1.029
NIVEL 08	Drift_X	0.031346	0.025513	1.229
NIVEL 07	Drift_X	0.03188	0.026532	1.202
NIVEL 06	Drift_X	0.031886	0.02714	1.175
NIVEL 05	Drift_X	0.03083	0.026691	1.155
NIVEL 04	Drift_X	0.029323	0.025512	1.149
NIVEL 03	Drift_X	0.026527	0.023204	1.143
NIVEL 02	Drift_X	0.022386	0.019861	1.127
NIVEL 01	Drift_X	0.020578	0.018064	1.139

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 16. Verificación de irregularidad torsional en la Dirección Y.

Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio
		m	m	
AZOTEA	Drift_Y	0.019854	0.019827	1.001
NIVEL 08	Drift_Y	0.030582	0.024935	1.226
NIVEL 07	Drift_Y	0.031568	0.026433	1.194
NIVEL 06	Drift_Y	0.031865	0.027317	1.166
NIVEL 05	Drift_Y	0.031223	0.027329	1.142
NIVEL 04	Drift_Y	0.029548	0.02633	1.122
NIVEL 03	Drift_Y	0.026391	0.023858	1.106
NIVEL 02	Drift_Y	0.022197	0.020253	1.096
NIVEL 01	Drift_Y	0.022425	0.019728	1.137

Fuente: Elaboración Propia.

Adicionalmente se establecen las coordenadas de los centros de masa y rigidez de la estructura, las cuales se muestran en la Tabla 17.

Tabla 17. Centro de masa y rigidez de la estructura.

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
		m	m	m	m
NIVEL 01	D1	10.4774	13.4923	10.4774	13.4923
NIVEL 02	D2	10.4938	13.4933	10.4938	13.4933
NIVEL 03	D3	10.4938	13.4933	10.4938	13.4933
NIVEL 04	D4	10.4938	13.4933	10.4938	13.4933
NIVEL 05	D5	10.4938	13.4933	10.4938	13.4933
NIVEL 06	D6	10.4938	13.4933	10.4938	13.4933
NIVEL 07	D7	10.4938	13.4933	10.4938	13.4933
NIVEL 08	D8	10.4889	13.4948	10.4889	13.4948
AZOTEA	D9	9.9664	13.5	9.9664	13.5

Fuente: Elaboración Propia.

Fuerza Cortante Mínima

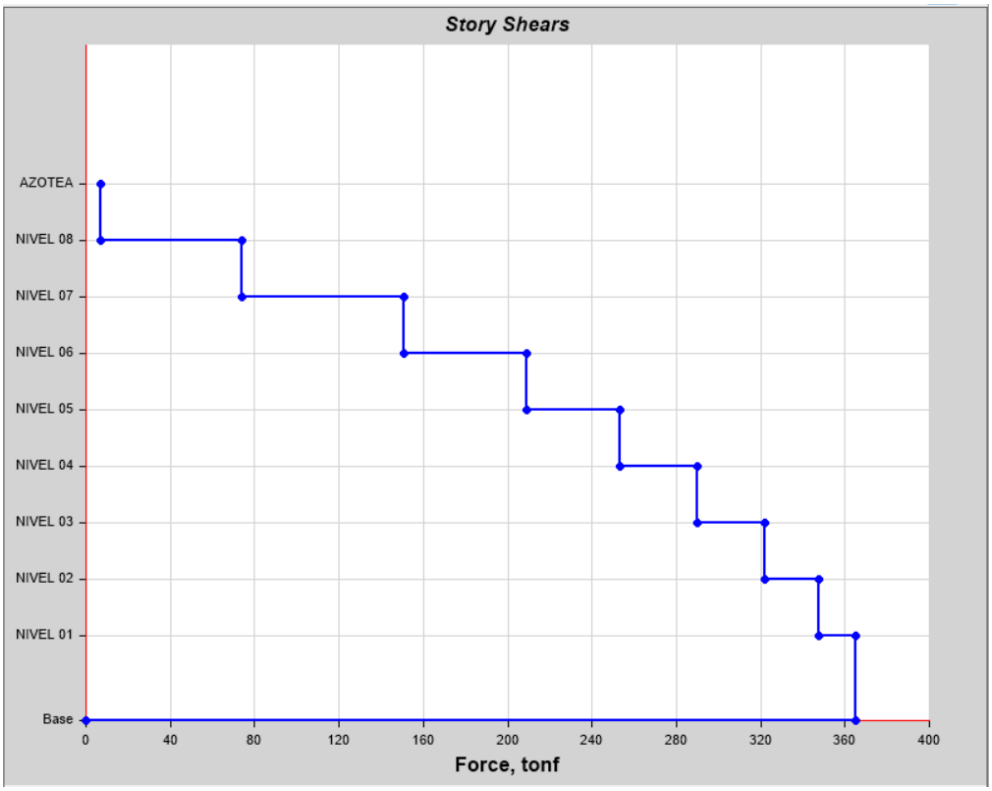
En la Tabla 18Tabla 18. Cortante Estática y Dinámica del sistema estructural SCBF. se muestra las fuerzas cortantes estáticas y dinámicas en cada dirección de análisis y están cumplen lo estipulado en el Artículo 29.4.1 de la Norma E030 donde se establece que para edificios irregulares la cortante dinámica no debe ser menor que el 90% de la cortante estática. Además, en la Figura 96 y Figura 97 se representan las cortantes del edificio en cada dirección de análisis.

Tabla 18. Cortante Estática y Dinámica del sistema estructural SCBF.

SCBF	CORTANTE BASAL	
	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
VE	405.42 tonnef	381.91 tonnef
0.90VE	364.88 tonnef	343.72 tonnef
VD	287.01 tonnef	288.66 tonnef
F.CORRECCIÓN	1.27 tonnef	1.19 tonnef

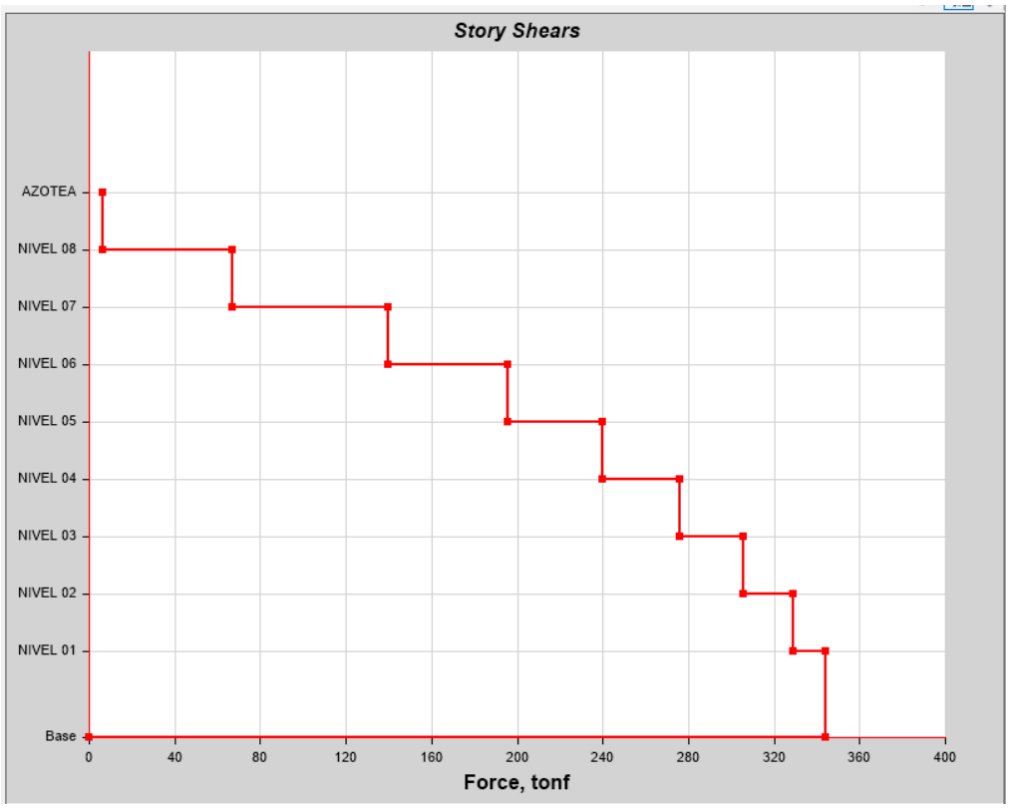
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 96. Cortante Dinámica por piso en Dirección X.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 97. Cortante Dinámica por piso en Dirección Y.

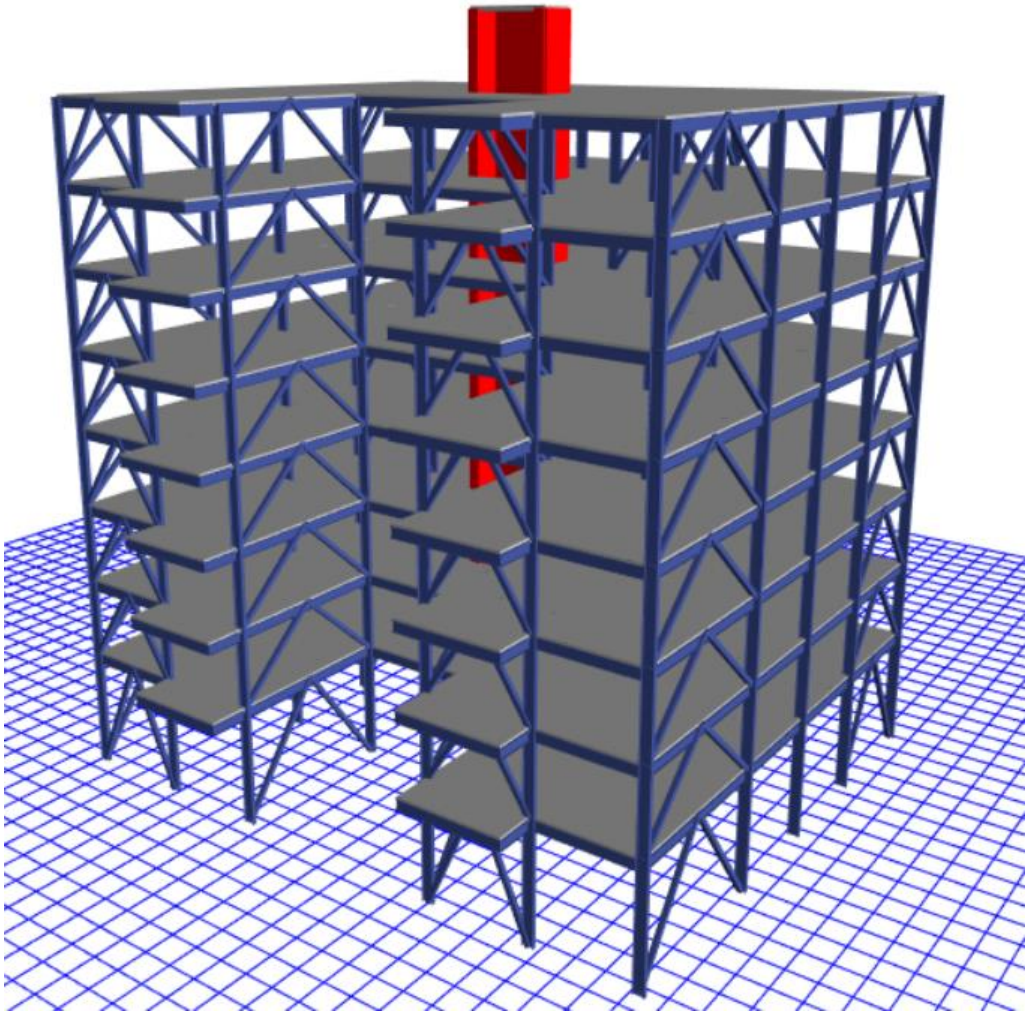


Fuente: Elaboración Propia.

BRBF

Se siguieron los mismos lineamientos realizados con el sistema estructural SCBF, a excepción del Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_0), pues el Artículo 18 de la Norma E030 no establece este valor para el Sistema Estructural de Pórticos Arriostrados de Pandeo Restringido (BRBF), por lo cual este valor se eligió en base a lo establecido por la Norma ASCE 7-16 [65] y a la norma AISC 341-16 [22] los cuales dan por valor de $R_0 = 8$.

Figura 98. Edificio con sistema estructural BRBF.



Fuente: Elaboración Propia.

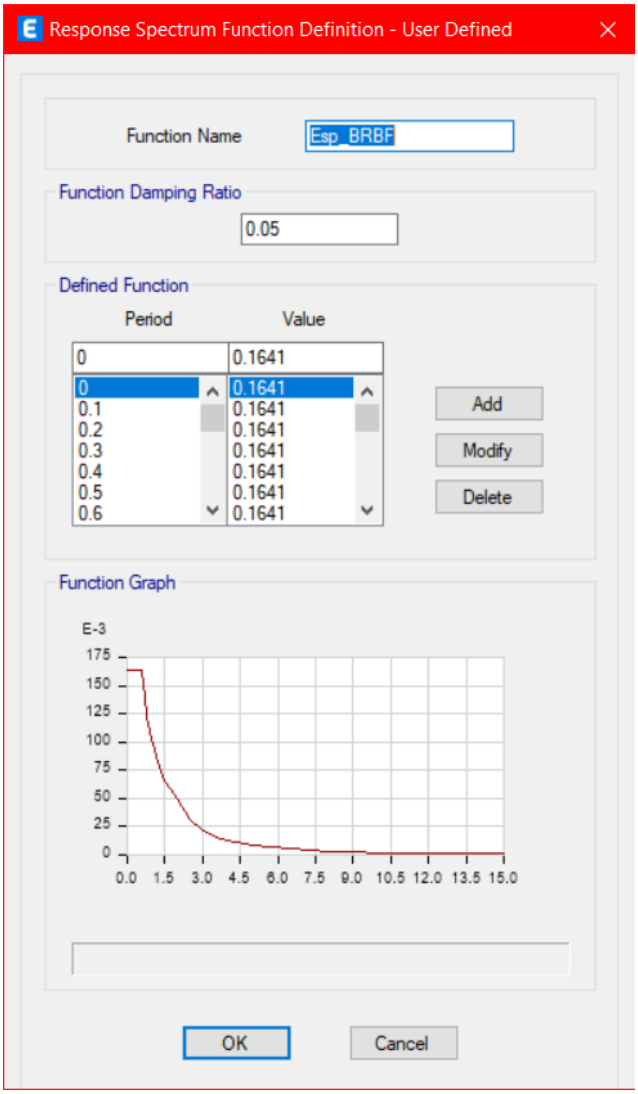
Se consideró para ambas direcciones de análisis el sistema estructural BRBF, el cual a su vez tendrá los coeficientes mostrados en la Tabla 19 y su espectro se muestra en la Figura 99.

Tabla 19. Coeficientes para espectro de seudoaceleraciones del sistema estructural BRBF.

Z	0.45
U	1
S	1.05 seg
T_P	0.6 seg
T_L	2.0 seg
R_0	8
I_a	1
I_p	0.90

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 99. Espectro de respuesta del sistema BRBF.



Fuente: Elaboración Propia.

Además, se obtuvo el peso por metro cuadrado de la edificación con este sistema estructural el cuál se muestra en la tabla el cuál corresponde a 0.67 $tonnef/m^2$.

Tabla 20. Peso por metro cuadrado de la edificación.

Peso del edificio	Área de Piso	Peso por unidad de área
3266.59 tonnef	611.80 m^2	0.67 tonnef/m^2

Fuente: Elaboración Propia.

Participación modal y periodos

La Tabla 21 hace referencia a la participación modal del edificio, la cual supera el 90% que establece como requisito mínimo en la Norma E030, y en la Tabla 22 se muestra los periodos de la estructura.

Tabla 21. Participación Modal del sistema estructural BRBF.

Case	ItemType	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	100	100
Modal	Acceleration	UY	100	99.98
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 22. Periodos de la estructura del sistema estructural BRBF.

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ
		sec			
Modal	1	0.865	0.313	0.661	0
Modal	2	0.807	0.65	0.335	0
Modal	3	0.702	0.037	0.004	0
Modal	4	0.239	0.321	0.548	0
Modal	5	0.229	0.667	0.316	0

Fuente: Elaboración propia.

Distorsiones de piso

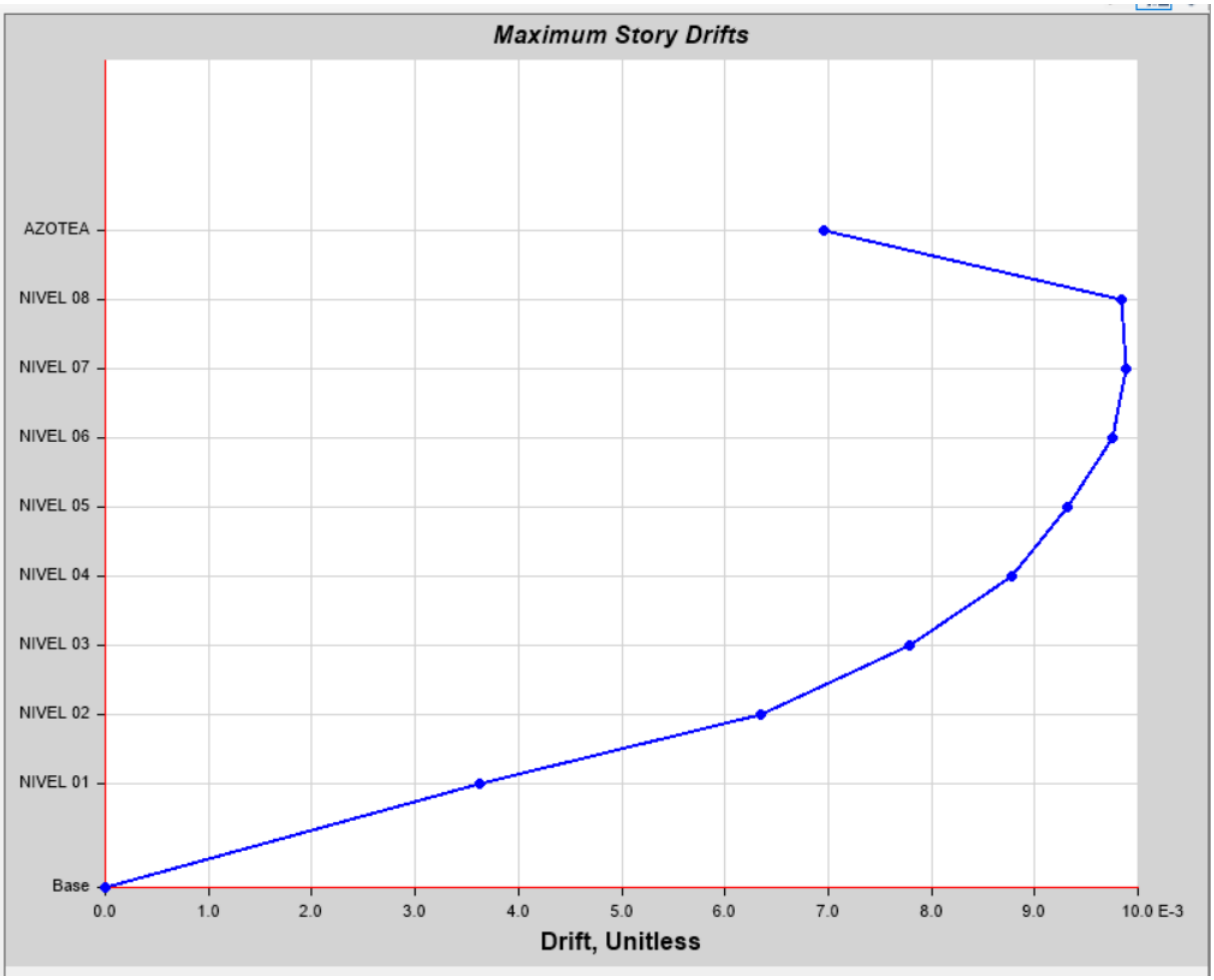
En la Tabla 23 se muestra las derivas máximas obtenidas del sistema estructural analizado, donde se establece que el nivel 07 de la estructura se lleva a cabo el mayor desplazamiento de la estructura en la Dirección X, así mismo la Figura 100 representa las derivas ploteadas.

Tabla 23. Derivas del edificio con sistema estructural BRBF en la Dirección X.

Story	Drift
AZOTEA	0.007005
NIVEL 08	0.009908
NIVEL 07	0.009962
NIVEL 06	0.009828
NIVEL 05	0.009382
NIVEL 04	0.008855
NIVEL 03	0.007848
NIVEL 02	0.006402
NIVEL 01	0.00366

Fuente: Elaboración propia.

Figura 100. Representación de las derivas de piso en el edificio BRBF en la dirección X.



Fuente: Elaboración propia.

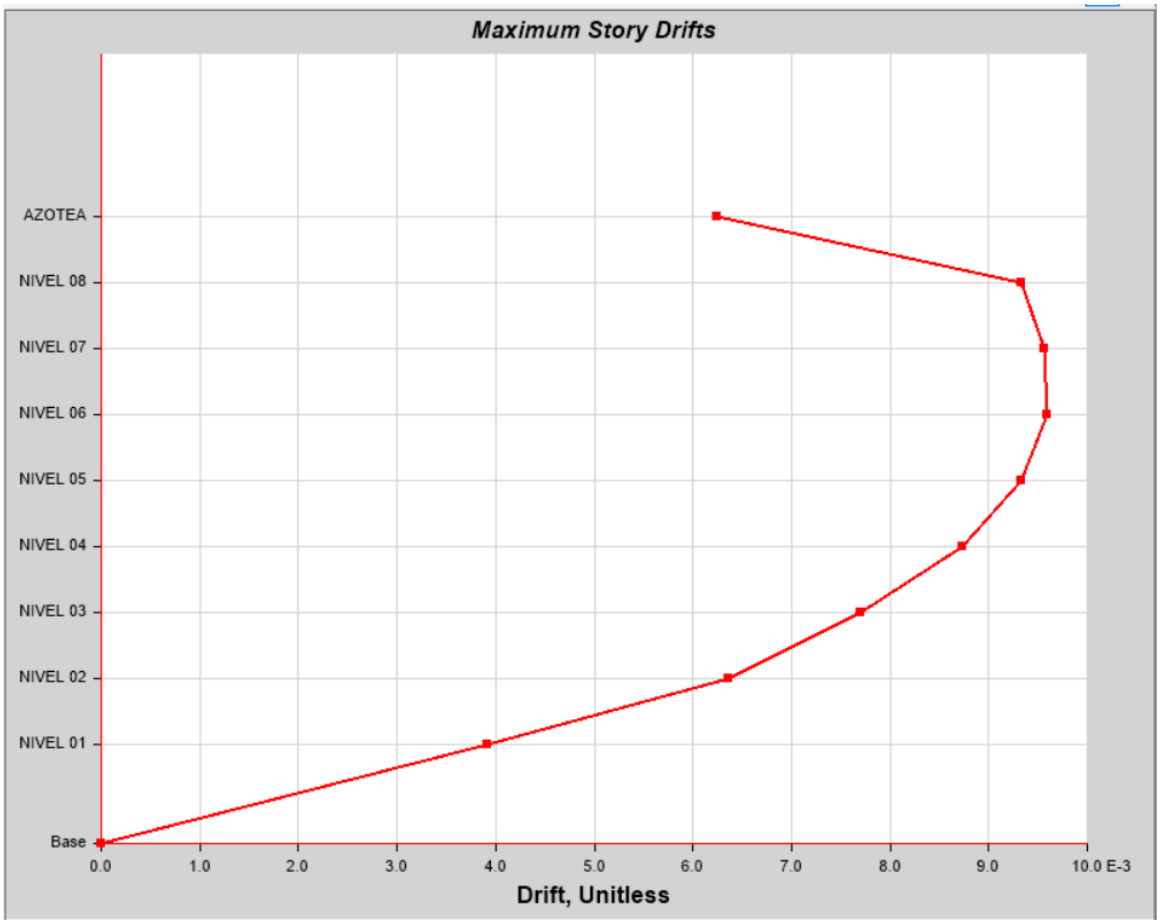
Así mismo. la Tabla 24 muestra un máximo desplazamiento en el Nivel 06 para la dirección de análisis en Y, y estas derivas se representan gráficamente en la Figura 101.

Tabla 24. Derivas del edificio con sistema estructural BRBF en la Dirección Y.

Story	Drift
AZOTEA	0.006289
NIVEL 08	0.009387
NIVEL 07	0.009636
NIVEL 06	0.009658
NIVEL 05	0.009394
NIVEL 04	0.008803
NIVEL 03	0.007769
NIVEL 02	0.00641
NIVEL 01	0.003957

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 101. Representación de las derivas de piso en el edificio BRBF en la dirección Y.



Fuente: Elaboración propia.

Verificación de irregularidades

Este sistema estructural posee irregularidad en planta debido a esquinas entrantes. Tal como se indicó anteriormente.

Se presenta la verificación de irregularidad torsional en la Tabla 25 y Tabla 26 para la Dirección X y Dirección Y respectivamente, y se demuestra que el edificio no cumple con esta irregularidad.

Tabla 25. Verificación de irregularidad torsional en la Dirección X.

Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio
		m	m	
AZOTEA	Drift_X	0.023467	0.022737	1.032
NIVEL 08	Drift_X	0.033192	0.026855	1.236
NIVEL 07	Drift_X	0.033372	0.02761	1.209
NIVEL 06	Drift_X	0.032923	0.02784	1.183
NIVEL 05	Drift_X	0.031429	0.027026	1.163
NIVEL 04	Drift_X	0.029663	0.025524	1.162
NIVEL 03	Drift_X	0.026292	0.022721	1.157
NIVEL 02	Drift_X	0.021448	0.018805	1.141
NIVEL 01	Drift_X	0.0183	0.016206	1.129

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 26. Verificación de irregularidad torsional en la Dirección Y.

Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio
		m	m	
AZOTEA	Drift_Y	0.021067	0.021056	1.001
NIVEL 08	Drift_Y	0.031445	0.026006	1.209
NIVEL 07	Drift_Y	0.032281	0.027422	1.177
NIVEL 06	Drift_Y	0.032355	0.028135	1.15
NIVEL 05	Drift_Y	0.031471	0.027931	1.127
NIVEL 04	Drift_Y	0.029489	0.026635	1.107
NIVEL 03	Drift_Y	0.026027	0.023847	1.091
NIVEL 02	Drift_Y	0.021475	0.019897	1.079
NIVEL 01	Drift_Y	0.019786	0.017851	1.108

Fuente: Elaboración Propia.

Por último, la tabla muestra los centros de masa y rigidez de cada diafragma de la estructura.

Tabla 27. Centro de masa y rigidez de la estructura.

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
		m	m	m	m
NIVEL 01	D1	10.5379	13.4559	10.5379	13.4559
NIVEL 02	D2	10.5559	13.4609	10.5559	13.4609
NIVEL 03	D3	10.5559	13.4609	10.5559	13.4609
NIVEL 04	D4	10.5559	13.4609	10.5559	13.4609
NIVEL 05	D5	10.5559	13.4609	10.5559	13.4609
NIVEL 06	D6	10.5559	13.4609	10.5559	13.4609
NIVEL 07	D7	10.5559	13.4609	10.5559	13.4609
NIVEL 08	D8	10.5384	13.4691	10.5384	13.4691
AZOTEA	D9	9.9664	13.5	9.9664	13.5

Fuente: Elaboración Propia.

Fuerza Cortante Mínima

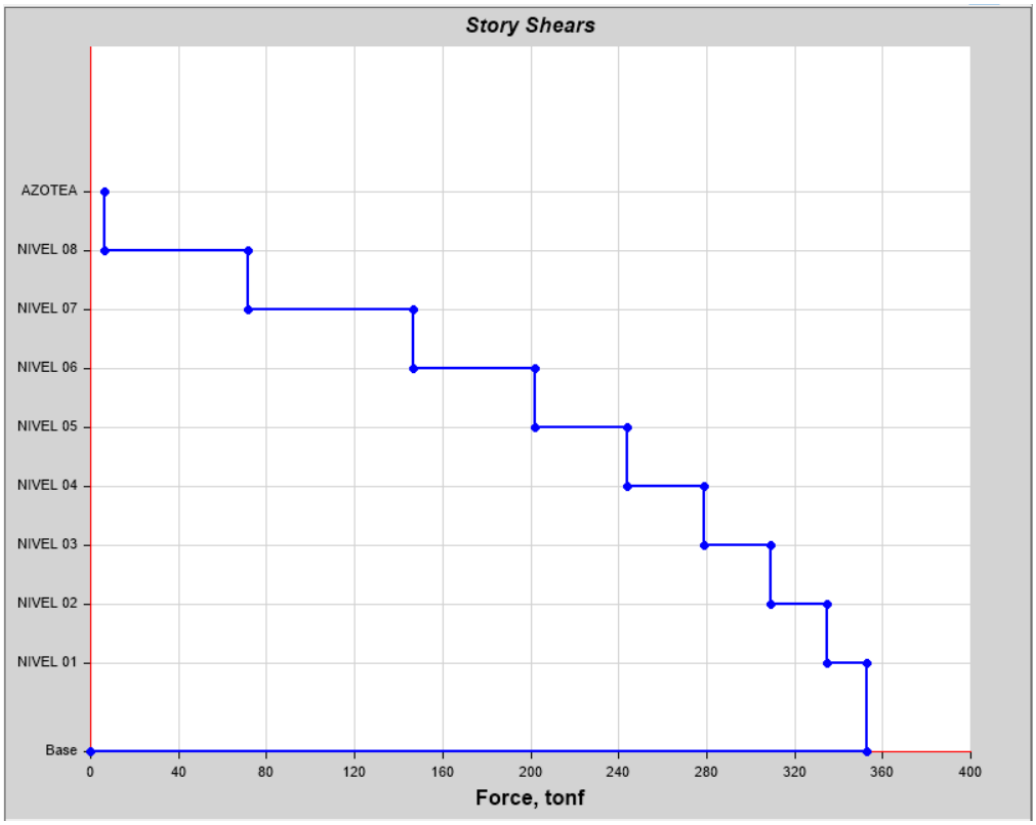
La cortante estática representada por “VE” y la cortante dinámica por “VD”, en la TABLA se muestra que la cortante dinámica actuante debe ser como mayor que el 90% de la cortante estática actuante. Es por ello por lo que se aplica un factor de corrección para que la cortante dinámica supere ese mínimo establecido por la Norma E030. La representación de la cortante por piso está graficada en la Figura 102 para la dirección “X” y la Figura 103 para la dirección “Y”.

Tabla 28. Cortante Estática y Dinámica del sistema estructural BRBF.

BRBF	CORTANTE BASAL	
	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
VE	396.754	369.996
0.90VE	357.079	332.997
VD	277.239	275.169
F.CORRECCIÓN	1.288	1.210

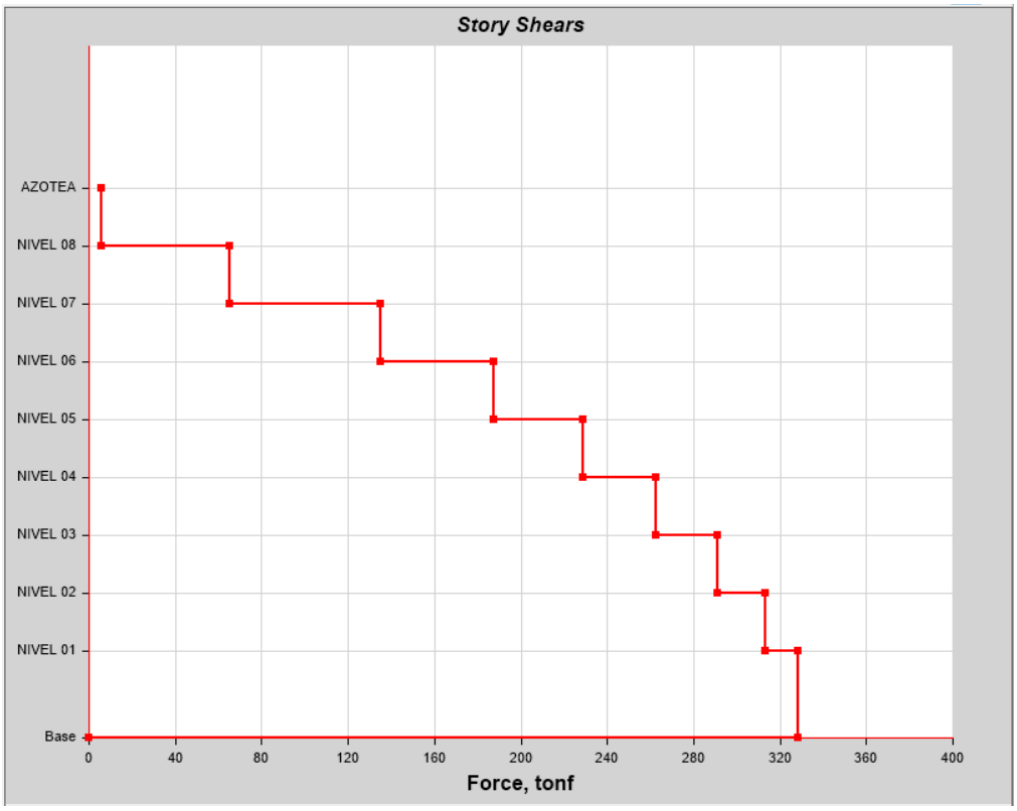
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 102. Cortante Dinámica por piso en Dirección X.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 103. Cortante Dinámica por piso en Dirección Y.



Fuente: Elaboración Propia.

Concreto Armado

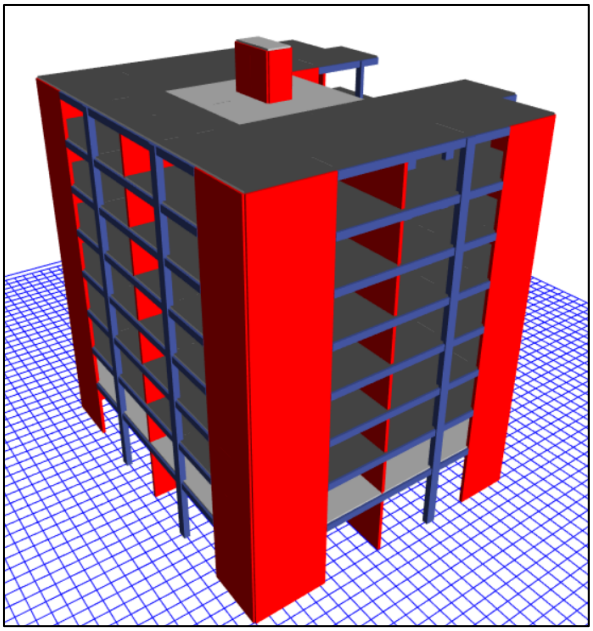
Este edificio se clasifica como un sistema estructural de Muros Estructurales dado a estos resisten más del 70% de la fuerza cortante en la base tal como se especifica en el Artículo 16 de la Norma E030. Por lo cual, sus coeficientes para la elaboración del espectro de respuesta son:

Tabla 29. Coeficientes de pseudoaceleración para el sistema de Muros Estructurales.

Z	0.45
U	1
S	1.05 seg
T_P	0.6 seg
T_L	2.0 seg
R_0	6
I_a	1
I_p	0.90

Fuente: Elaboración Propia.

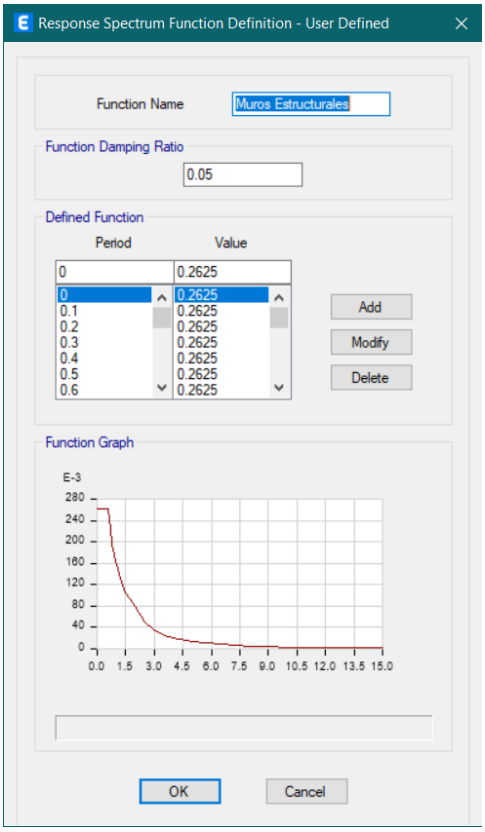
Figura 104. Vista 3D del Edificio de Concreto Armado.



Fuente: Elaboración propia.

Además, el edificio de concreto armado posee un peso por metro cuadrado de 0.97 $tonnef/m^2$ tal como se muestra en la Tabla 30.

Figura 105. Espectro de Respuesta de Muros Estructurales.



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 30. Peso por metro cuadrado de la edificación.

Peso del edificio	Área de Piso	Peso por unidad de área
4762.00 tonnef	611.80 m^2	0.97 tonnef/m^2

Fuente: Elaboración Propia.

Participación modal y periodos

En la Tabla 31 se muestra la participación modal del edificio, la cual supera el 90% que establece como requisito mínimo en la Norma E030, y en la Tabla 32 se muestra los periodos de la estructura.

Tabla 31. Participación Modal del edificio de Concreto Armado.

Case	ItemType	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	100	100
Modal	Acceleration	UY	100	100
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 32. Periodos de la estructura del sistema estructural de Concreto Armado.

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ
		sec			
Modal	1	0.576	1	0	0
Modal	2	0.474	0	0.983	0
Modal	3	0.391	0	0.017	0

Fuente: Elaboración propia.

Distorsiones de piso

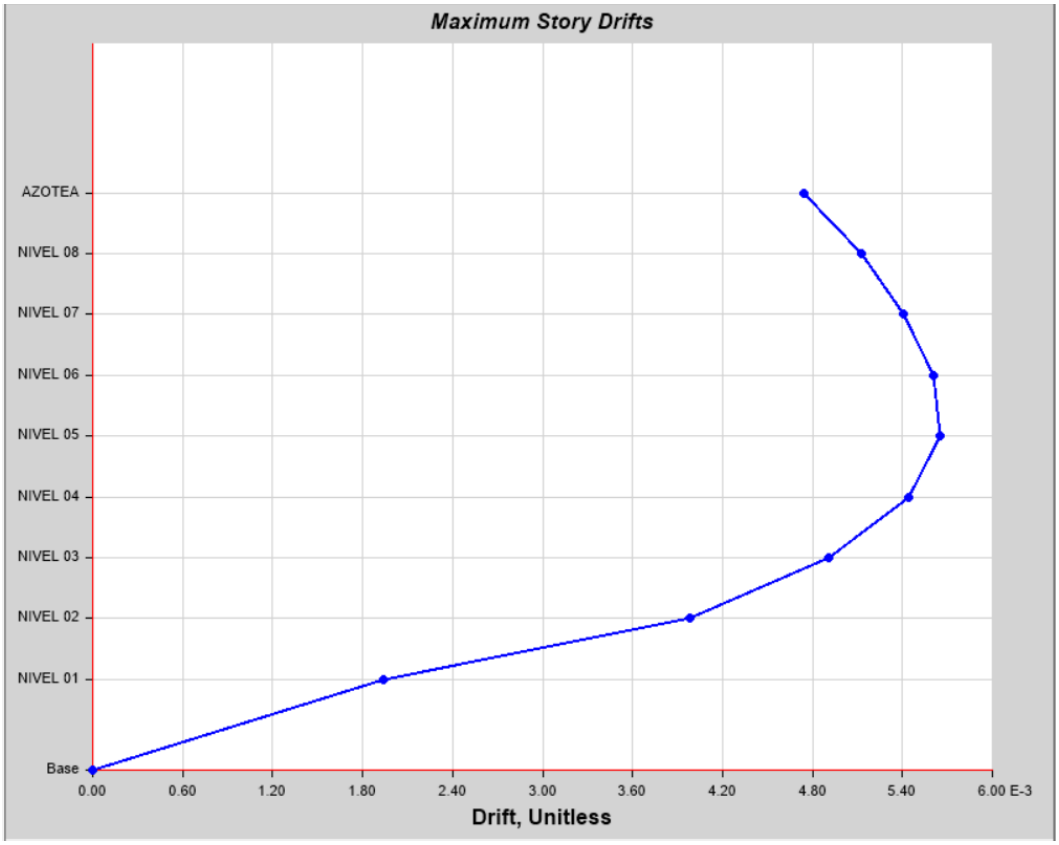
En la Tabla 33 se muestra las derivas máximas obtenidas del sistema estructural analizado, donde se establece que el nivel 05 de la estructura se lleva a cabo el mayor desplazamiento de la estructura en la Dirección X, así mismo la Figura 106 representa las derivas ploteadas.

Tabla 33. Derivas del edificio de concreto armado en la Dirección X.

Story	Drift
AZOTEA	0.004742
NIVEL 08	0.005125
NIVEL 07	0.00541
NIVEL 06	0.005614
NIVEL 05	0.005654
NIVEL 04	0.005444
NIVEL 03	0.00491
NIVEL 02	0.003985
NIVEL 01	0.001946

Fuente: Elaboración propia.

Figura 106. Representación de las derivas de piso del edificio de concreto armado en la dirección X.



Fuente: Elaboración propia.

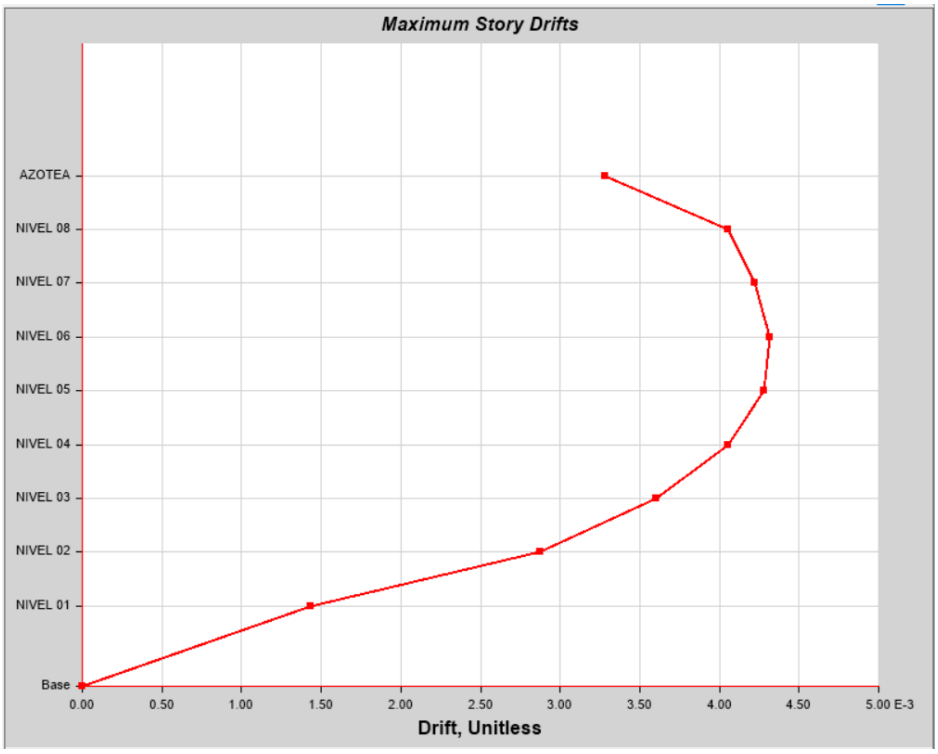
Así mismo. la Figura 34 muestra un máximo desplazamiento en el Nivel 06 para la dirección de análisis en Y, y estas derivas se representan gráficamente en la Figura 107.

Tabla 34. Derivas del edificio de concreto armado en la Dirección Y.

Story	Drift
AZOTEA	0.003251
NIVEL 08	0.004031
NIVEL 07	0.004202
NIVEL 06	0.004298
NIVEL 05	0.004265
NIVEL 04	0.004047
NIVEL 03	0.003597
NIVEL 02	0.002875
NIVEL 01	0.001432

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 107. Representación de las derivas de piso del edificio de concreto armado en la dirección Y.



Fuente: Elaboración propia.

Verificación de irregularidades

Este sistema estructural posee irregularidad en planta debido a esquinas entrantes. Tal como se indica en el Capítulo 0 de esta investigación.

Se presenta la verificación de irregularidad torsional en la Tabla 35 y Tabla 36 para la Dirección X y Dirección Y, donde se concluye que el edificio de concreto armado no presenta torsión.

Tabla 35. Verificación de irregularidad torsional en la Dirección X.

Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio
		m	m	
AZOTEA	DERIVA_X	0.015887	0.015814	1.005
NIVEL 08	DERIVA_X	0.01717	0.016548	1.038
NIVEL 07	DERIVA_X	0.018125	0.017479	1.037
NIVEL 06	DERIVA_X	0.018808	0.018153	1.036
NIVEL 05	DERIVA_X	0.018941	0.018296	1.035
NIVEL 04	DERIVA_X	0.018236	0.017629	1.034
NIVEL 03	DERIVA_X	0.01645	0.015913	1.034
NIVEL 02	DERIVA_X	0.013349	0.012921	1.033
NIVEL 01	DERIVA_X	0.00973	0.009402	1.035

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 36. Verificación de irregularidad torsional en la Dirección Y.

Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio
		m	m	
AZOTEA	DERIVA_Y	0.010892	0.010775	1.011
NIVEL 08	DERIVA_Y	0.013503	0.012107	1.115
NIVEL 07	DERIVA_Y	0.014076	0.012633	1.114
NIVEL 06	DERIVA_Y	0.014399	0.01293	1.114
NIVEL 05	DERIVA_Y	0.014289	0.012836	1.113
NIVEL 04	DERIVA_Y	0.013557	0.012186	1.113
NIVEL 03	DERIVA_Y	0.01205	0.01084	1.112
NIVEL 02	DERIVA_Y	0.009632	0.008676	1.11
NIVEL 01	DERIVA_Y	0.007161	0.006478	1.105

Fuente: Elaboración Propia.

Por último, la Tabla 37 muestra los centros de masa y rigidez de cada diafragma de la estructura.

Tabla 37. Centro de masa y rigidez de la estructura.

Story	XCM	YCM	XCCM	YCCM
	m	m	m	m
NIVEL 01	10.6112	13.5	10.6112	13.5
NIVEL 02	10.6186	13.5	10.6186	13.5
NIVEL 03	10.6186	13.5	10.6186	13.5
NIVEL 04	10.6186	13.5	10.6186	13.5
NIVEL 05	10.6186	13.5	10.6186	13.5
NIVEL 06	10.6186	13.5	10.6186	13.5
NIVEL 07	10.6186	13.5	10.6186	13.5
NIVEL 08	10.6579	13.5	10.6579	13.5
AZOTEA	10.0574	13.5	10.0574	13.5

Fuente: Elaboración Propia.

Fuerza Cortante Mínima

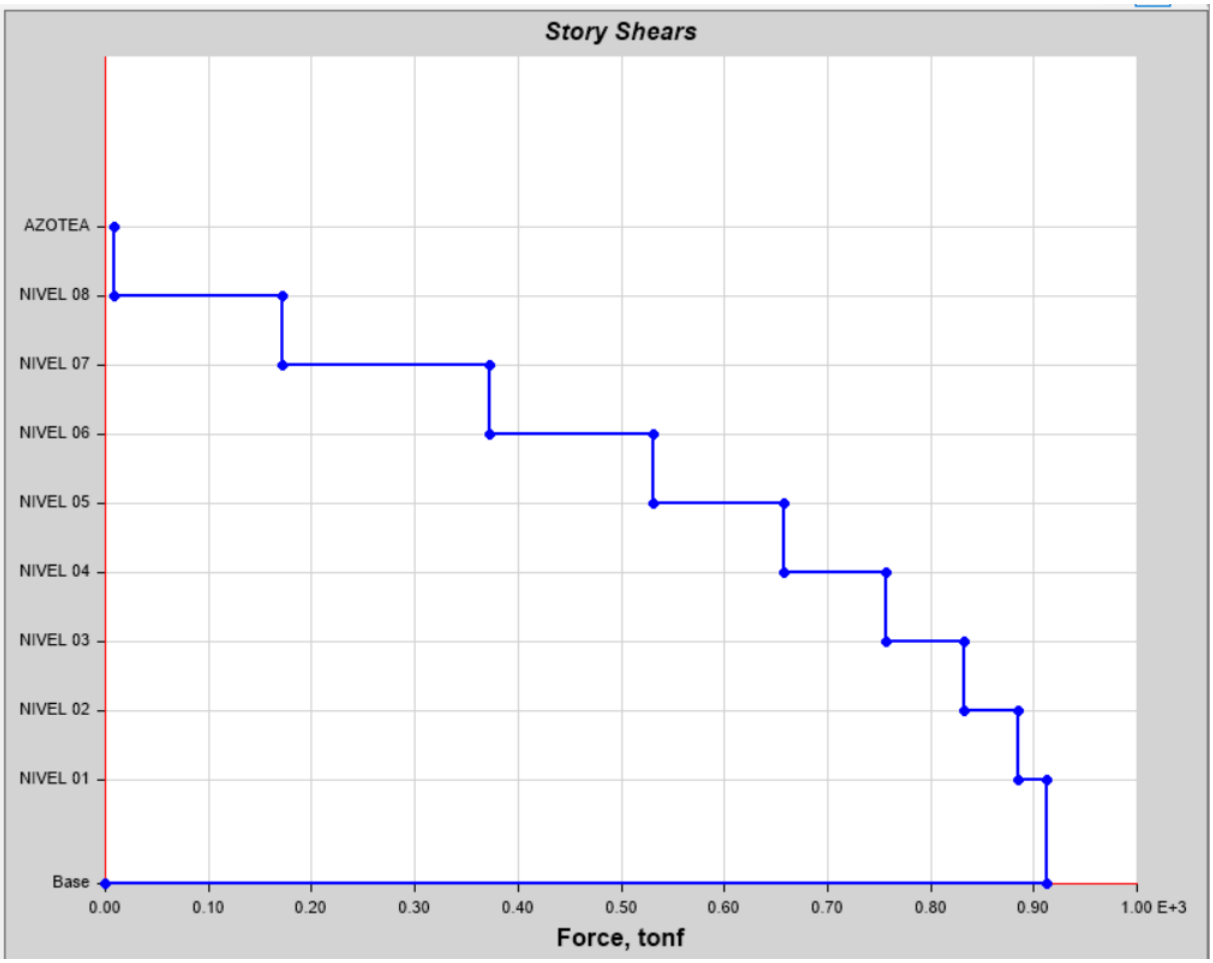
La cortante estática representada por “VE” y la cortante dinámica por “VD”, en la TABLA se muestra que la cortante dinámica actuante debe ser como mayor que el 90% de la cortante estática actuante. Es por ello por lo que se aplica un factor de corrección para que la cortante dinámica supere ese mínimo establecido por la Norma E030 y esto se muestra en las Figura 108 y Figura 109 donde se muestra la cortante actuante por piso.

Tabla 38. Cortante Estática y Dinámica del sistema estructural de concreto armado.

CONCRETO ARMADO	CORTANTE BASAL	
	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
VE	1014.281 tonnef	1014.281 tonnef
0.90VE	912.853 tonnef	912.853 tonnef
VD	766.904 tonnef	754.162 tonnef
F.CORRECCIÓN	1.190	1.210

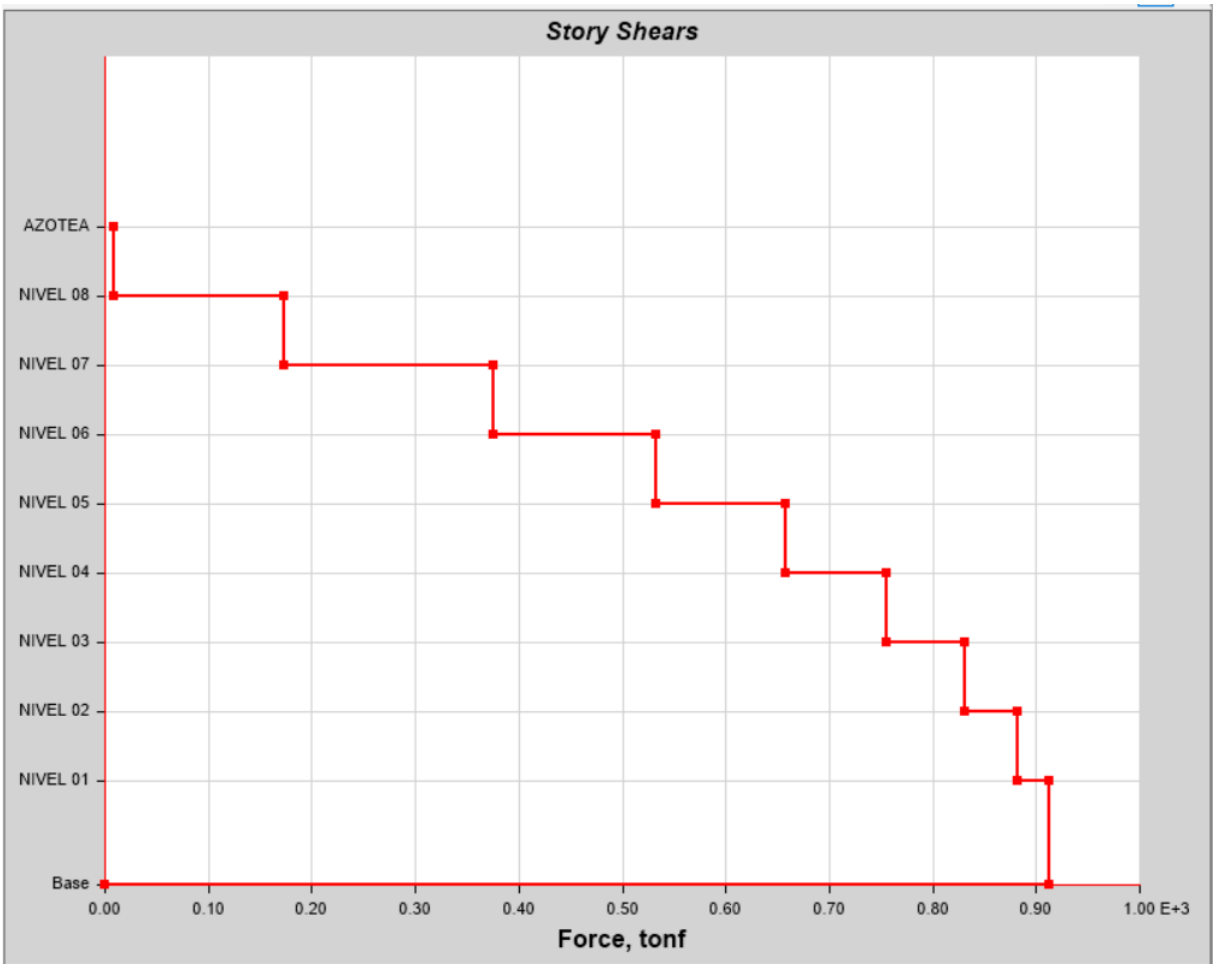
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 108. Cortante Dinámica por piso en Dirección X.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 109. Cortante Dinámica por piso en Dirección Y.



Fuente: Elaboración Propia.

Diseño de los elementos estructurales de acero

El diseño de los elementos estructurales de acero se realizó en base a las consideraciones de diseño LRFD y a su combinación de cargas que establece el Capítulo 2.3 de la Norma ASCE 7-16.

Figura 110. Combinaciones de carga para diseño.

1. $1.4D$
2. $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
3. $1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (L \text{ or } 0.5W)$
4. $1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
5. $0.9D + 1.0W$

Fuente: ASCE. 2017. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.

Donde, las iniciales de la Figura 110 representan:

D: Carga Muerta

L: Carga Viva

Lr: Carga Viva de Techo.

S: Carga de nieve.

R: Carga de lluvia.

W: Carga de viento.

Columnas

El diseño de columnas se realizó considerando los lineamientos establecidos por la norma AISC 360-16 para diseño de perfiles sometidos a flexo compresión además de las propiedades geométricas del perfil extraídos del Manual del AISC [66]. Por lo general las columnas de los sistemas estructurales de acero se diseñan bajo el método de la longitud efectiva y que se explica de manera detallada en el Anexo 7 de la Norma AISC 360-16 [67]. Sin embargo, en esta investigación se planteó resolver bajo el método de un análisis de segundo orden, el cual se ubica en el Anexo 8 de la Norma AISC 360-16, a fin de verificar los efectos $P - \delta$ cuando existen miembros solicitados a compresión y flexión.

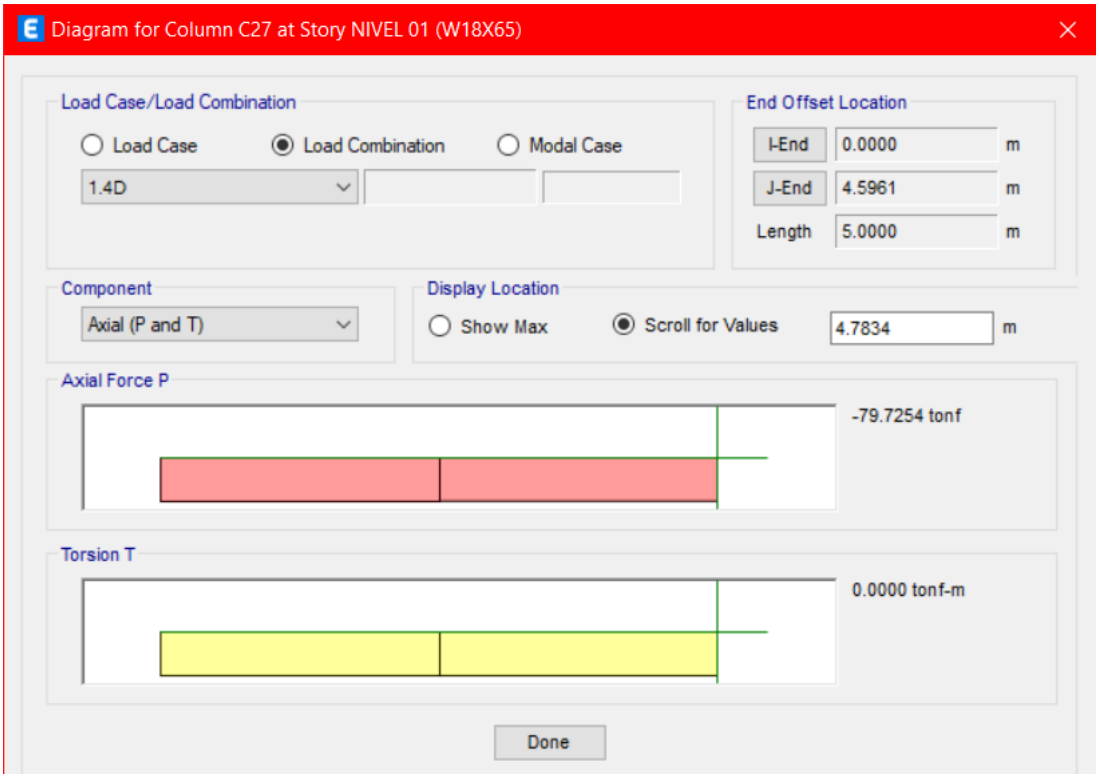
Este diseño se realizó en base a lo señalado por Salmon [17], donde establece valores para el cálculo de los factores que se muestra en el Anexo 1.1, estos valores están en función de la longitud efectiva del miembro y su radio de giro. No obstante, esta tabla se utiliza únicamente para los perfiles tipo W.

Es importante resaltar que en este diseño no es necesario utilizar los Nomogramas de Jackson y Moreland, no obstante, se tiene que calcular el valor de "K" para calcular la longitud efectiva del perfil, tal como lo indica el Anexo 1.1.

Los perfiles W18x65 que constituyen las columnas cumplen los requisitos de diseño establecido por la norma AISC 360-16, además se verificó que los coeficientes amplificadores debido al análisis de segundo orden no constituyen un cambio o aumento radical a los esfuerzos iniciales de la columna, por lo que se establece que este diseño se optimizaría para un sistema estructural de momentos.

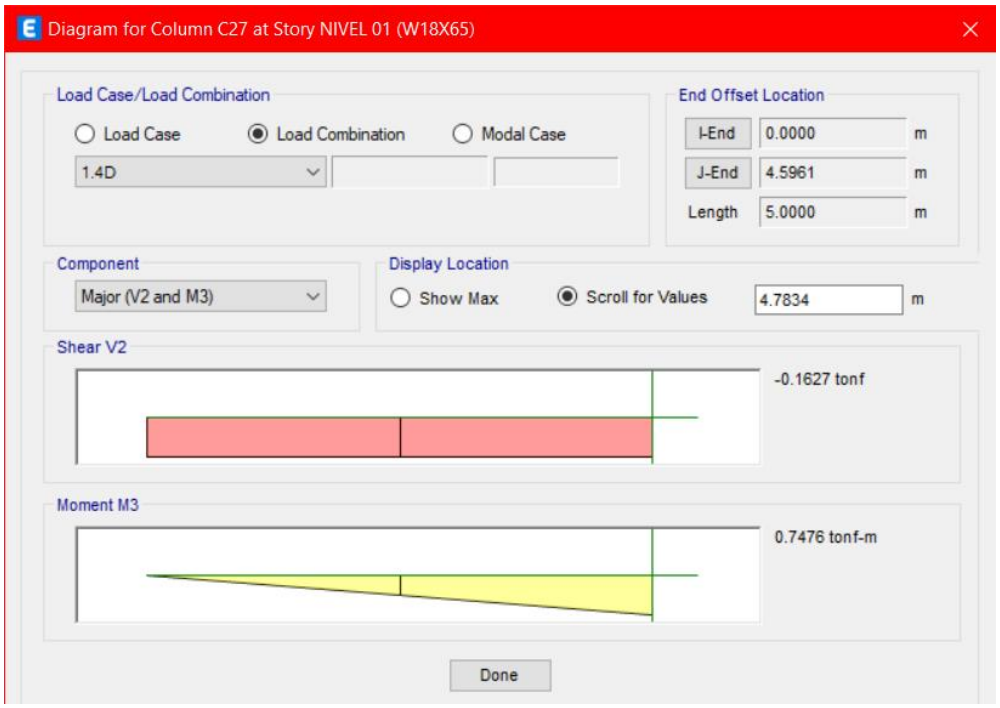
Las siguientes figuras muestran los resultados obtenidos del análisis estructural que fueron utilizados para la hoja de cálculo la cual a su vez se encuentra en el Anexo 1.1.

Figura 111. Carga amplificada de gravedad de la columna del Eje 1-D, del primer nivel.



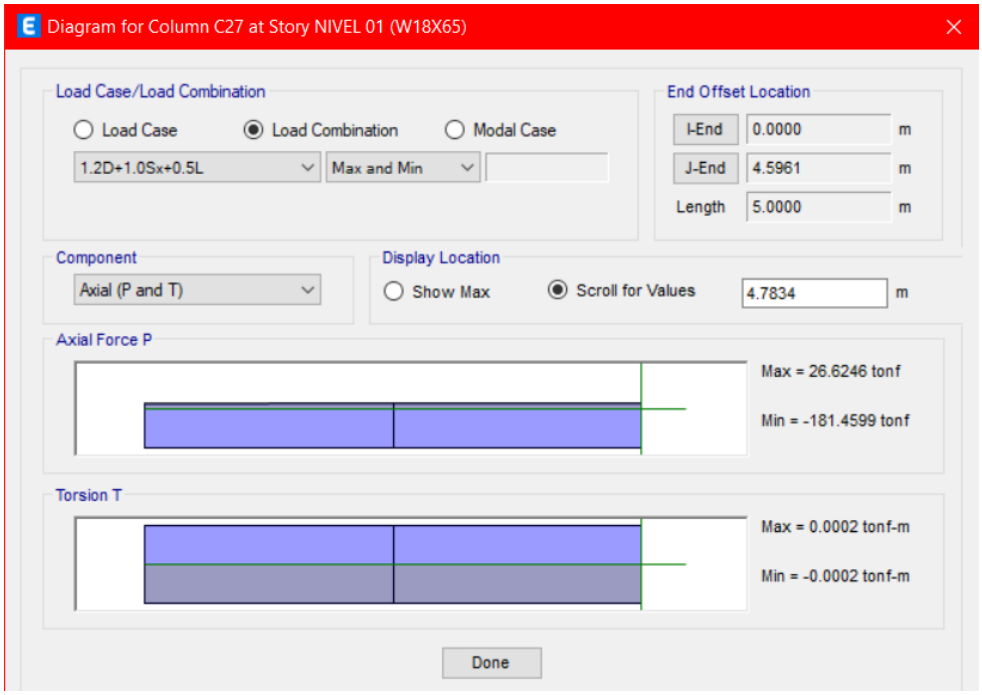
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 112. Momento amplificado de gravedad de la columna del Eje 1-D, del primer nivel.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 113. Carga amplificada de fuerzas laterales de la columna del Eje 1-D, del primer nivel.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 114. Momento amplificado de fuerzas laterales de la columna del Eje 1-D, del primer nivel.



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 39. Carga vertical total soportada por el piso empleando las combinaciones de carga LRFD.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
					tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
NIVEL 01	Envolvente de Diseño	Combination	Max	Bottom	4430.2129	359.6306	338.8888	5738.4857	59782.7891	-17399.5234

Fuente: Elaboración propia.

Vigas y Viguetas

El diseño de vigas se realizó conforme a la Norma ANSI/AISC 341-16 en la cual establece que las alas y el alma de los elementos estructurales utilizados para vigas deben cumplir con la condición de miembros de acta ductilidad a fin de prevenir el pandeo local.

Posterior a ello se define el coeficiente de flexión "Cb" el cuál se determina en función al diagrama de momentos y que se utiliza para calcular la tensión crítica debido al pandeo lateral torsional y finalmente en función a la longitud no arriostrada se define el comportamiento y capacidad de la viga a flexión. Estos pasos realizados se encuentran en la hoja de cálculo de Viguetas y Vigas en los Anexos 1.2, 1.3 y 1.4.

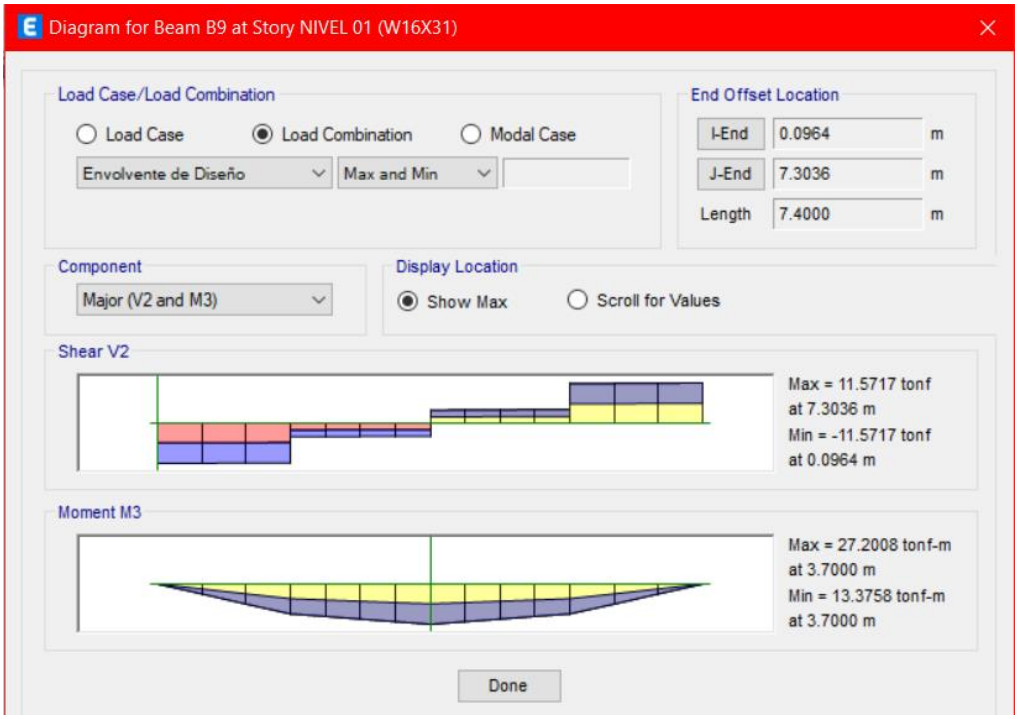
Los resultados utilizados para el diseño por flexión y cortante de vigas se muestran en las siguientes figuras:

Figura 115. Momento y Cortante últimos para diseño de Vigueta.



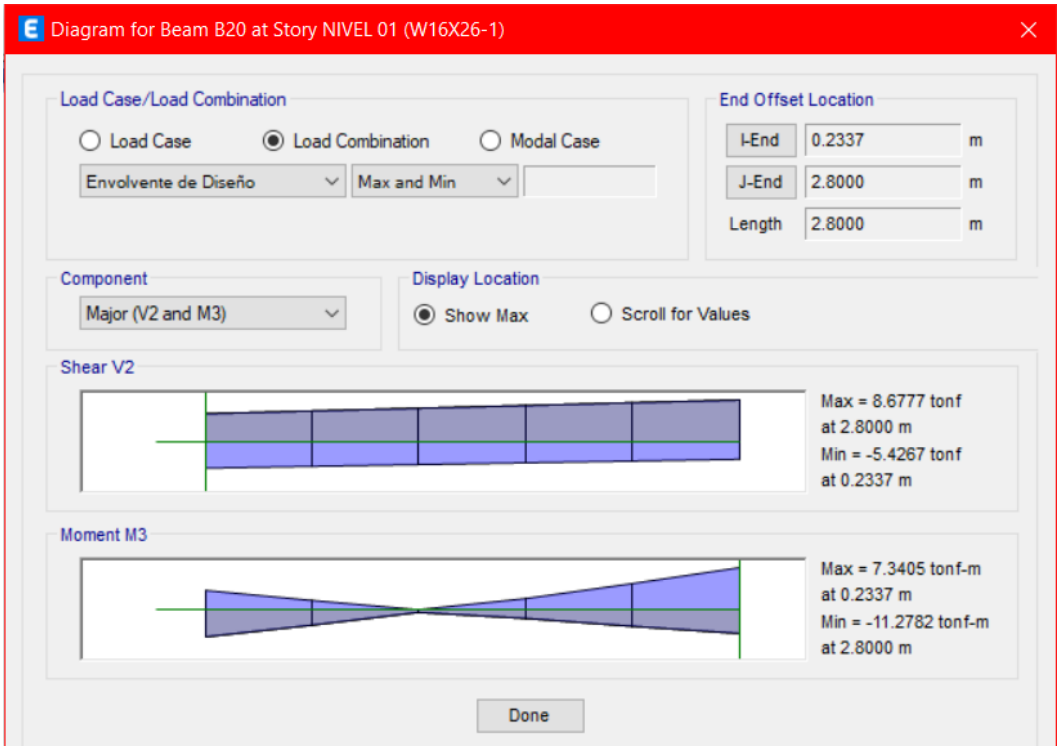
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 116. Momento y Cortante últimos para diseño de Viga X-X.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 117. Momento y Cortante últimos para diseño de Viga Y-Y.



Fuente: Elaboración Propia.

Riostras

SCBF

Para la riostras del sistema SCBF se utilizaron perfiles HSS de acero estructural ASTM A572 de grado 50. Los perfiles utilizados en el modelamiento son los diseñados, ya que se definieron en base a las derivas del edificio, pues se trató de optimizar las secciones de vigas y columnas y aumentar de área en riostras para así manejar el tema económico durante la ejecución del proyecto.

La elección del perfil HSS sobre los perfiles W, ángulos y barras, se basó en una investigación realizada por el AISC [68] donde compararon la fuerza de compresión que resistían los perfiles HSS y W. Dicha investigación estableció que los perfiles HSS cuadrados presentan una resistencia superior a los perfiles W con menor peso, no obstante, en términos de área los perfiles HSS son inferiores a los perfiles W tal como se muestra en la Figura 118.

Los perfiles HSS 5½ x 5½ x 3/8 cumplieron los requisitos de diseño de la sección F2. 5a y de la sección D1.1 de las disposiciones Sísmicas del AISC. Dado a que el Manual del AISC posee tablas que en función a la longitud efectiva proporciona la fuerza de compresión que resisten los perfiles, se evidenció que el miembro en compresión resiste la fuerza que actúa en él.

Es importante resaltar que para los Pórticos Especiales con Arriostramiento Concéntrico (SCBF) la norma AISC 341-16 [22] en la Sección F2.6c hace referencia a que las riostras deben soportar las fuerzas de tensión además de compresión asegurando la resistencia de este tras los efectos de pandeo y post pandeo tal como se indicó en la parte teórica. Como resultado se obtuvo que las riostras superan las fuerzas que actúan en ellas tal como se muestra en el Anexo 1.8.

Figura 118. Comparación de Perfiles W y HSS sujetos a compresión.

Length and required strength	KL = 16 ft P_u = 200 kips (LRFD) P_a = 133 kips (ASD)			KL = 32 ft P_u = 600 kips (LRFD) P_a = 400 kips (ASD)		
Member type and grade	W-shape ASTM A992	HSS ASTM A500 Grade B		W-shape ASTM A992	HSS ASTM A500 Grade B	
		Round	Square		Round	Square
Section	W8×31	HSS7.500×0.375	HSS8×8×4	W14×109	HSS14.000×0.625	HSS14×14×½
Available strength, kips	212 (LRFD) 141 (ASD)	208 (LRFD) 138 (ASD)	229 (LRFD) 152 (ASD)	664 (LRFD) 442 (ASD)	620 (LRFD) 412 (ASD)	734 (LRFD) 488 (ASD)
Weight, lb/ft (see note)	31 (100%)	28.6 (92%)	25.8 (83%)	109 (100%)	89.4 (82%)	89.6 (82%)
Surface area, ft²/ft (see note)	3.88 (100%)	1.97 (51%)	2.60 (67%)	7.02 (100%)	3.67 (52%)	4.53 (65%)
Note: The number in parentheses represents the percent of weight or surface area relative to the wide-flange option.						

Fuente: American Institute of Steel Construction. Hollow Structural Section Connections. 2010.

BRBF

El diseño se realiza de modo que las deformaciones inelásticas ocurran principalmente por fluencia de las riostras. Las especificaciones definen el diseño a partir de la resistencia ajustada de la riostra a compresión, P_{ac}, y a tracción P_{at} y se muestran en el Anexo 1.11.

Para ello se calculan los factores β y ω para ajustar la resistencia por compresión y el endurecimiento por deformación correspondientemente a través de la curva de BRB que se muestra en la Figura 3.2 del Anexo 1.11.

Finalmente se concluye el diseño de este verificando que el tubo de confinamiento tenga un factor de seguridad superior a dos, del cual la riostra diseñada cumple con este requisito. La geometría del perfil utilizado como riostra se muestra en la Figura Anexo 1.11.

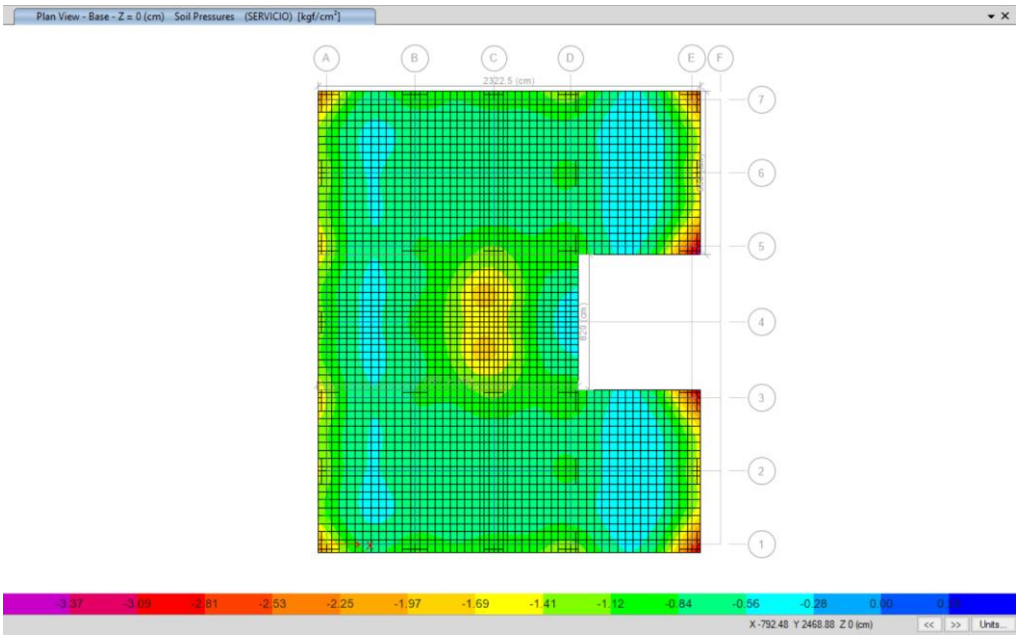
Cimentación

El diseño de la cimentación se realizó en base a lo establecido por la norma E030 (Capítulo 3) y la norma E060 (Capítulo 15). El modelamiento y diseño se realizó en el programa SAFE Post Tensioning 20.0.0.

Se procedió a utilizar platea de cimentación para la estructura propuesta teniendo en cuenta la capacidad portante del terreno la cual según el estudio de suelo mencionado es de 2.96 kg/cm2.

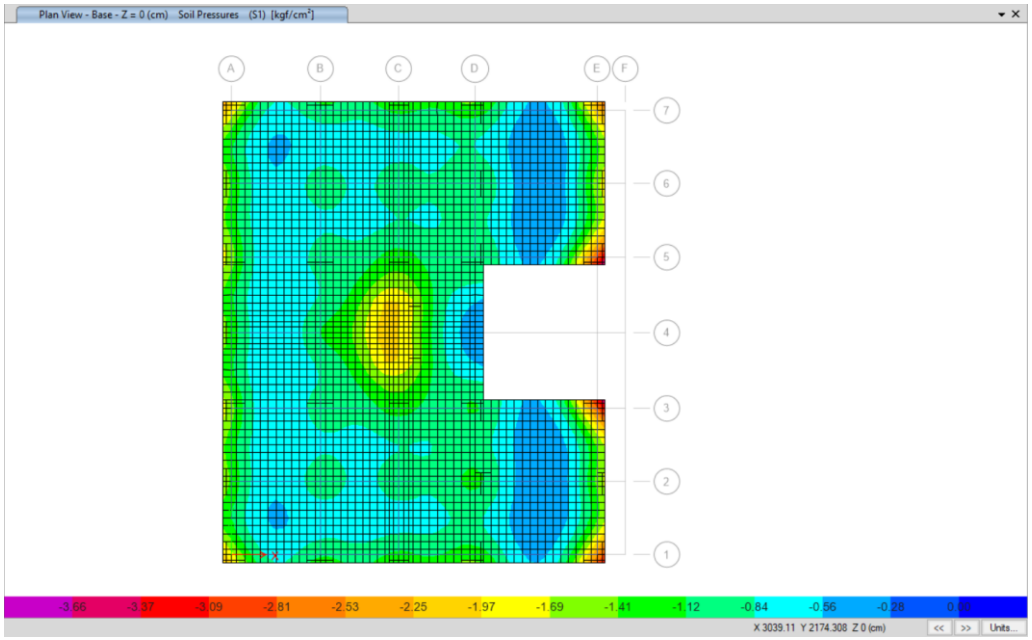
Debido a que en las esquinas de la cimentación existen presiones mayores a las de capacidad portante del suelo, se construirán falsas zapatas para compensar la presión del terreno.

Figura 119. Presiones sobre el terreno para el Sistema Estructural SCBF.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 120. Presiones sobre el terreno para el Sistema Estructural BRBF.



Fuente: Elaboración Propia.

Diseño de conexiones

Diseño De Conexión Viga-Columna

Conexión de Viga a Ala de Columna

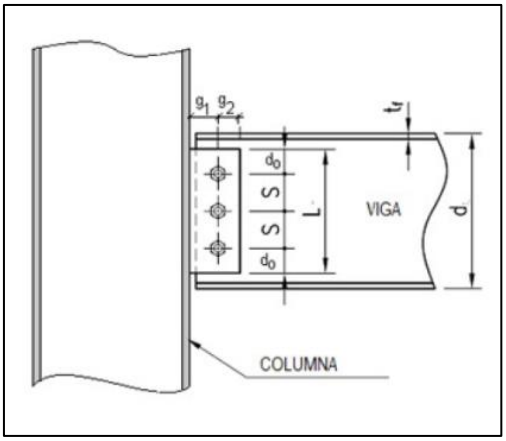
Para las conexiones a corte de uniones Viga-Columna se consideraron los siguientes estados límites:

- ✓ Falla por corte del perno considerando la excentricidad.
- ✓ Falla al corte por deslizamiento crítico.
- ✓ Aplastamiento en los agujeros del alma del perfil y en la plancha.
- ✓ Cedencia por corte del área gruesa de la plancha.
- ✓ Bloque de corte en la plancha.
- ✓ Fractura de soldaduras considerando la excentricidad.

Para esta conexión también se emplearon pernos A-325 con rosca incluida de 5/8”, así como electrodo E70XX para asegurar la resistencia a corte. Los 4 pernos para utilizar cumplen con la resistencia por deslizamiento crítico de acuerdo con la sección J1.10 de las especificaciones de diseño del AISC.

La plancha por utilizar para esta unión será de 200 mm con un espesor de 12.5mm, y con una longitud de soldadura de 40cm (20cm a cada lado de la plancha) con un espesor de 5/16”. La justificación de estos resultados se muestra en el Anexo 1.5

Figura 121. Geometría de la conexión de viga y ala de columna.



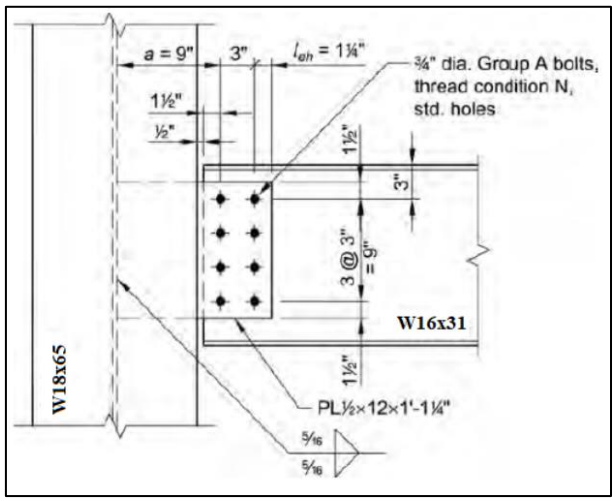
Fuente: Elaboración Propia.

Conexión de Viga a Alma de Columna

Es importante resaltar la utilización del Manual del AISC para el diseño de conexiones, ya que contienen datos necesarios para la verificación de resistencia de la conexión. Para ello se debe tener en cuenta las especificaciones de diseño del AISC, pues aquí detalla las verificaciones a realizar para las conexiones de sistemas estructurales SCBF. En la Figura 123 se muestra algunas de las tablas utilizadas para el diseño de conexión con pernos.

La unión entre la viga y el eje débil de la columna requiere de una placa con un espesor de 1/2 pulgada, la cual estará fija con una soldadura de filete de 5/16 de pulgada. Los pernos de unión que se utilizarán serán 4 de 3/4" tal como se muestra en la Figura 122 y el procedimiento realizado se encuentran en el Anexo 1.6.

Figura 122. Geometría de la conexión de viga a alma de columna.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 123. Resistencia al corte de los pernos utilizados en la conexión.

Table 7-1
Available Shear Strength of Bolts, kips

Nominal Bolt Diameter, d, in.					5/8		3/4		7/8		1	
Nominal Bolt Area, in.^{2}					0.307		0.442		0.601		0.785	
Desig-nation	Thread Cond.	F_{nv}/Ω (ksi)	ϕF_{nv} (ksi)	Load-ing	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n
		ASD	LRFD		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Group A	N	27.0	40.5	S	8.29	12.4	11.9	17.9	16.2	24.3	21.2	31.8
				D	16.6	24.9	23.9	35.8	32.5	48.7	42.4	63.6
	X	34.0	51.0	S	10.4	15.7	15.0	22.5	20.4	30.7	26.7	40.0
				D	20.9	31.3	30.1	45.1	40.9	61.3	53.4	80.1
Group B	N	34.0	51.0	S	10.4	15.7	15.0	22.5	20.4	30.7	26.7	40.0
				D	20.9	31.3	30.1	45.1	40.9	61.3	53.4	80.1
	X	42.0	63.0	S	12.9	19.3	18.6	27.8	25.2	37.9	33.0	49.5
				D	25.8	38.7	37.1	55.7	50.5	75.7	65.9	98.9
Group C	N	45.0	67.5	S	–	–	–	–	–	–	35.3	53.0
				D	–	–	–	–	–	–	70.7	106
	X	56.5	84.8	S	–	–	–	–	–	–	44.4	66.6
				D	–	–	–	–	–	–	88.7	133
A307	Not applicable	13.5	20.3	S	4.14	6.23	5.97	8.97	8.11	12.2	10.6	15.9
				D	8.29	12.5	11.9	17.9	16.2	24.4	21.2	31.9

Fuente: AISC. 2017. Steel Construction Manual.

Diseño de Conexión Viga-Vigueta

Los estados límites que se comprobaron para el diseño de esta conexión fueron:

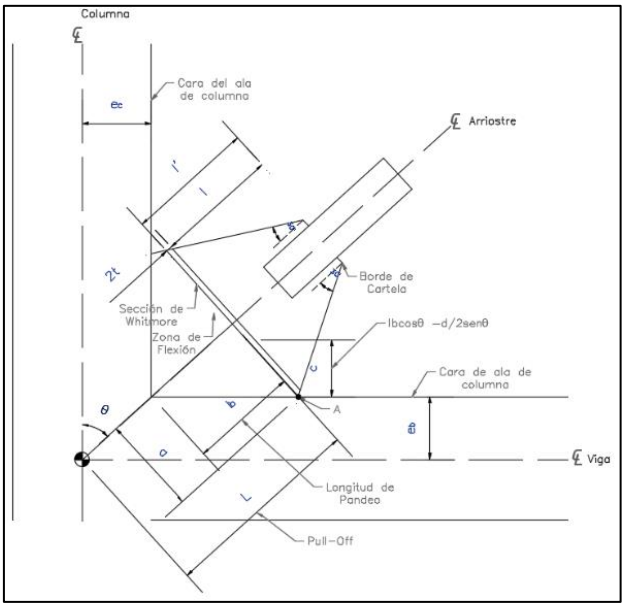
- ✓ Falla por corte del perno considerando la excentricidad.
- ✓ Aplastamiento en los agujeros del alma del perfil y en la plancha.
- ✓ Cedencia por corte del área gruesa de la plancha.
- ✓ Fractura por corte del área neta de la plancha.
- ✓ Cedencia por flexión del área gruesa de la plancha.
- ✓ Bloque de corte en la plancha.
- ✓ Fractura de soldaduras considerando la excentricidad.

Esta conexión contará con una plancha de 15cmx10mm de espesor, 3 pernos A325 de 5/8”, además de una soldadura de 41.5 cm de longitud por cada lado de la plancha y con un espesor de 5/16”. La justificación de estos resultados se muestra en el Anexo 1.7.

Diseño de Conexión Viga-Columna-Riostra

La conexión de la unión entre Viga-Columna y Riostra se realizó de acuerdo con las disposiciones de la norma AISC 341-16. La geometría de esta conexión se muestra en la Figura 124.

Figura 124. Conexión Viga-Columna y riostra.



Fuente: Elaboración Propia.

En base a los requerimientos de la norma, la conexión diseñada cumple lo siguiente:

a) Resistencia a la compresión
b) Resistencia a la deformación cortante en la pared de la riostra
c) Rotura por cizallamiento del bloque en la cartela
d) Resistencia a la tracción y flexión en la sección de Whitmore
e) Resistencia a la rotura por tracción en la riostra
f) Resistencia de la soldadura utilizada en la conexión.

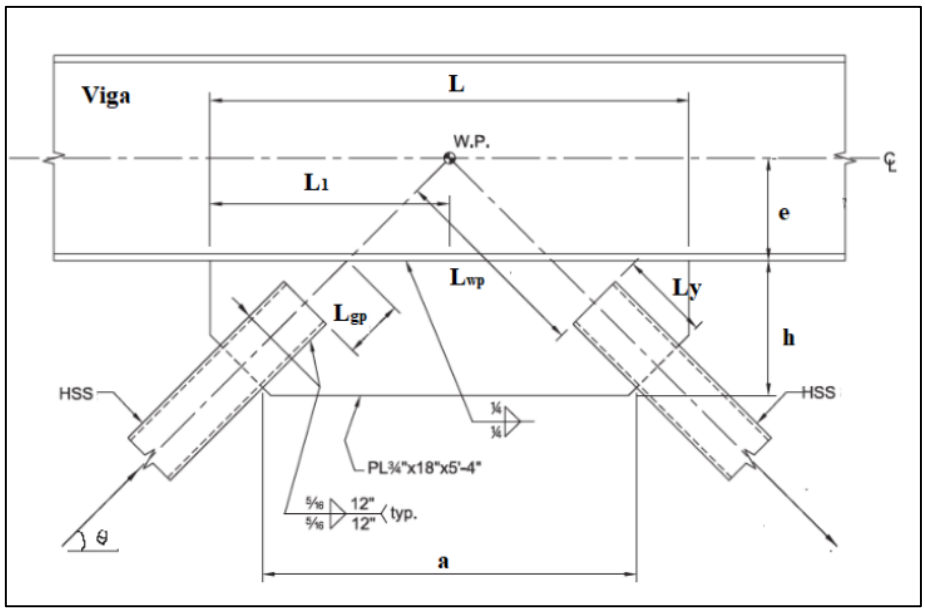
El procedimiento realizado para el cálculo de las soldaduras, así como también la geometría de la conexión, se muestra en el Anexo 1.8.

Diseño de Conexión Viga-Riostra

Se estableció el diseño de la conexión Chevron en base a la geometría de la Figura 125, además se realizó la descomposición de la fuerza de la riostra para el diseño de la cartela que sujetará a las riostras con soldadura E70XX.

Por otra parte, la Figura 126, Figura 127 y Figura 128 muestran las fuerzas a considerar para el diseño de esta conexión, algunos verificaciones adicionales para el diseño se realizaron por recomendaciones del AISC en su guía de diseño para conexiones de arriostramientos [69]. Los cálculos realizados se muestran en el Anexo 1.9.

Figura 125. Conexión Chevron.

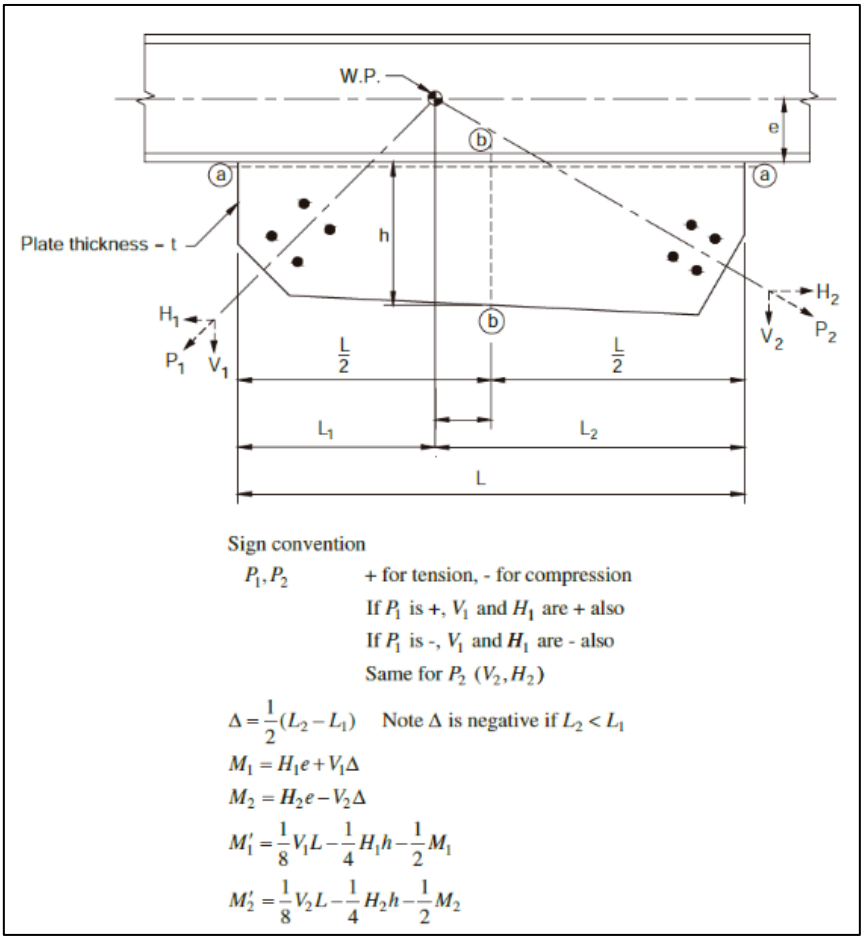


Fuente: Elaboración Propia.

Se requirió verificar las siguientes condiciones para asegurar el diseño de la conexión de acuerdo con la norma AISC 341-16 para sistemas estructurales de acero SCBF:

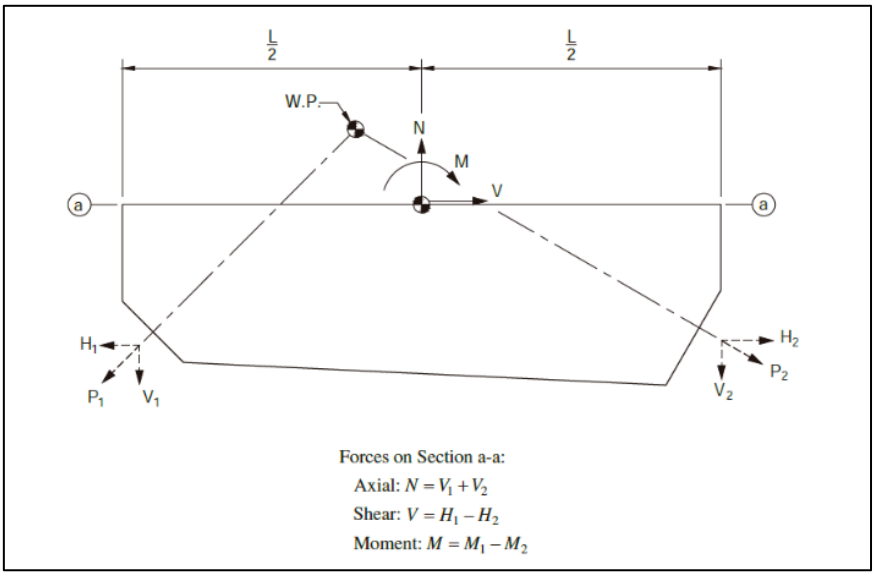
a) Resistencia a la tensión y rotura por tracción de la riostra.
b) Diseño de la soldadura para la unión de cartela y riostras.
c) Resistencia a la rotura por cizallamiento en la cartela.
d) Resistencia a la tracción en la sección de Whitmore.
e) Resistencia la pandeo en la sección de Whitmore.
f) Resistencia a la deformación por tracción y cortante en el ala de la viga.
g) Diseño de la soldadura para la unión de cartela y ala de viga.
h) Resistencia interna de la cartela.
i) Resistencia al cizallamiento en la cartela (en los puntos de unión con la riostra).
j) Rendimiento local del alma de la viga.
k) Resistencia a la cizalladura en el alma de la viga.
l) Resistencia en el ala de la viga.
m) Rendimiento del alma en la sección transversal.

Figura 126. Diagrama de cuerpo libre en conexión Chevron.



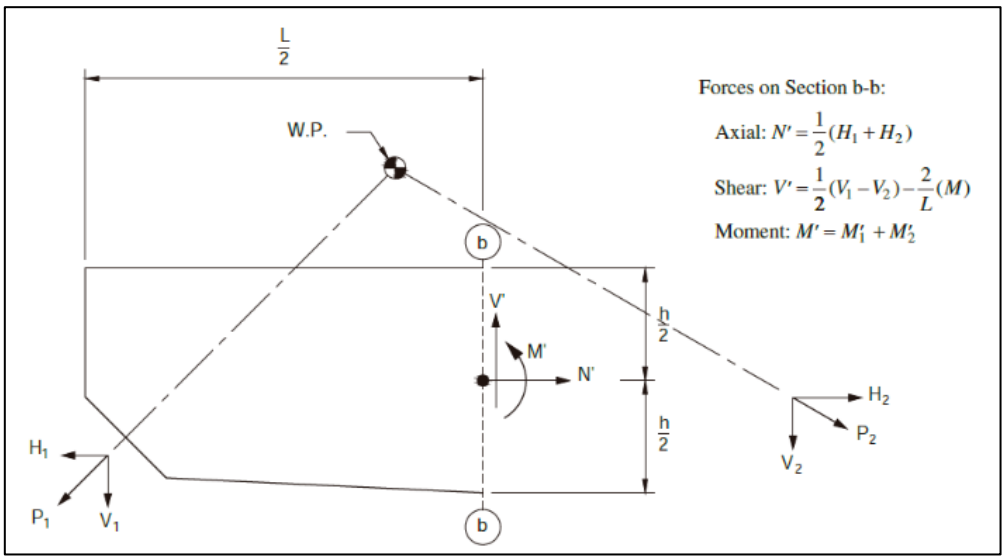
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 127. Fuerzas en la sección a-a (se muestran las direcciones positivas).



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 128.Fuerzas en la Sección b-b (se muestran las direcciones positivas).



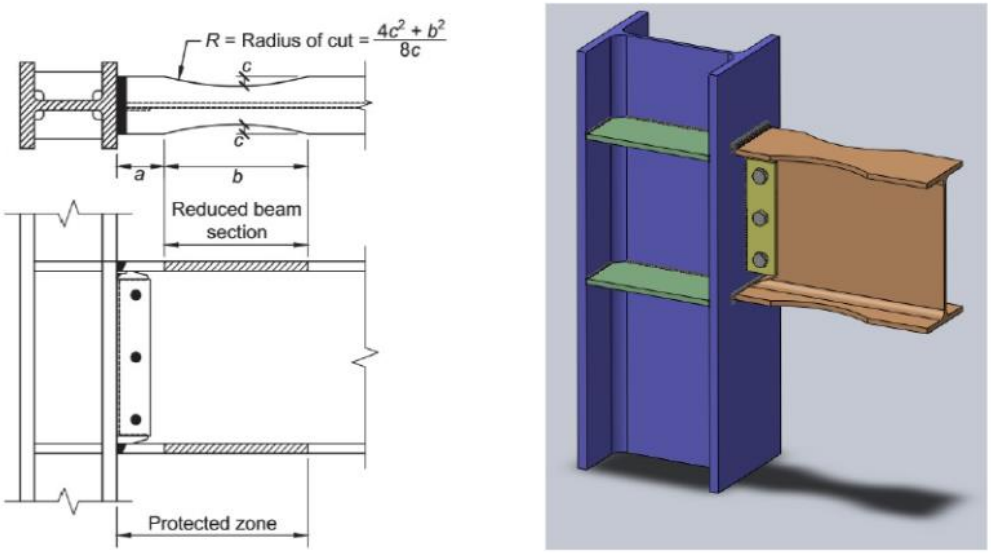
Fuente: Elaboración Propia.

Diseño de Conexión Precalificada

Las conexiones precalificadas poseen el código de diseño ANSI/AISC 358-16 [70] , en ella se establecen los lineamientos para el diseño de conexiones resistentes a momentos. Si bien es cierto, los sistemas estructurales de acero de esta investigación poseen conexiones a corte, se optó por realizar el diseño de una conexión precalificada a fin de establecer los parámetros de diseño para tener en cuenta para un pórtico resistente a momento.

En el Anexo 1.12 se muestra el tipo de conexión seleccionada, la cual se conoce como viga reducida, y como su nombre indica, esta conexión se basa en reducir la sección de la viga en las uniones viga columna, a fin de garantizar la falla en las rótulas plásticas. Además de ello, se tiene en cuenta que se cumpla la relación de columna fuerte y viga débil.

Figura 129. Detalle de Conexión Precalificada.



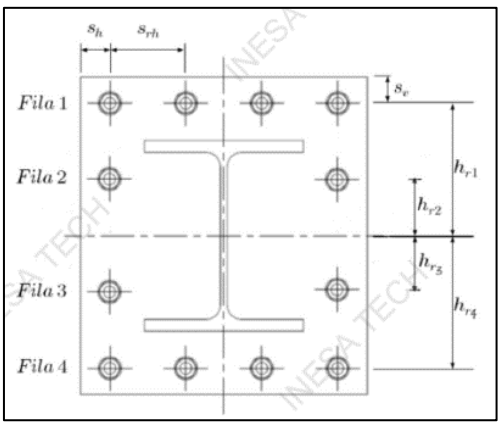
Fuente: Elaboración Propia.

Diseño de conexión Plancha Base

El diseño de la plancha base que une la columna con la cimentación se basó en la Guía de Diseño número 01 del AISC [71], además debido a que los sistemas estructurales son arriostrados, el modelo de diseño fue para momentos bajos en el cual los requisitos son menores a comparación del diseño para momentos altos.

Del diseño mostrado en el Anexo 1.10, se estableció utilizar una plancha base de 450x700mmx25mm la cuál será reforzada con rigidizadores de 100mm con espesor de 15mm. Las barras de anclaje diseñadas serán de 12 unidades de 1 pulgada, no obstante, debido a problemas de resistencia al arrancamiento del concreto esta conexión se reforzará con 12 barras de 3/4 en el pedestal de concreto.

Figura 130. Representación de la colocación de barras de anclaje.

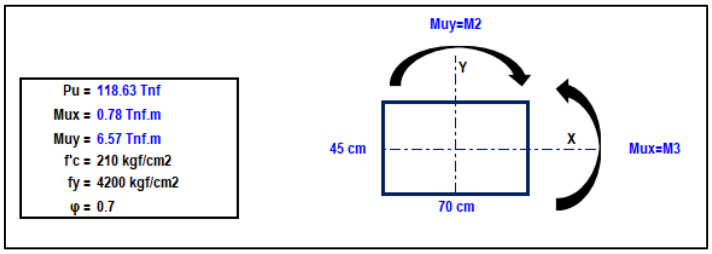


Fuente: Inesa Tech. 2020.

Columnas

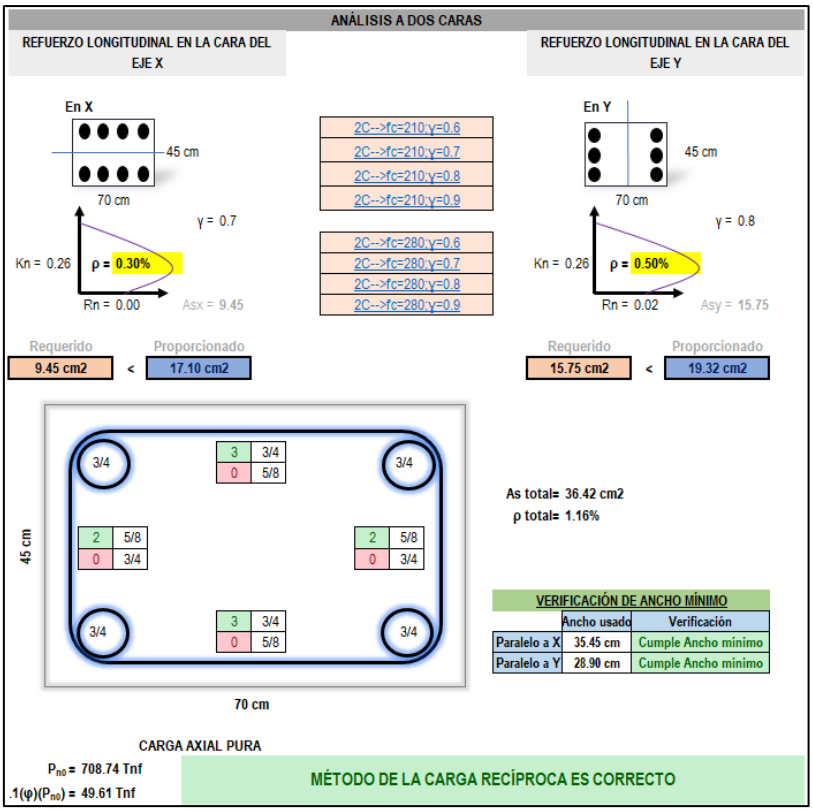
El diseño de columnas se basó en los ábacos proporcionados por el ACI además de los requisitos establecidos por la Norma E060 y el diagrama de interacción de cada columna diseñada. Los aceros utilizados en cada columna están graficados en los planos estructurales de concreto armado tanto para el diseño por flexión como por el diseño de capacidad indicado en el capítulo 21 de la norma E060 el cual implica que la falla sea por flexión, antes que por cortante.

Figura 131. Parámetros de diseño para columnas.



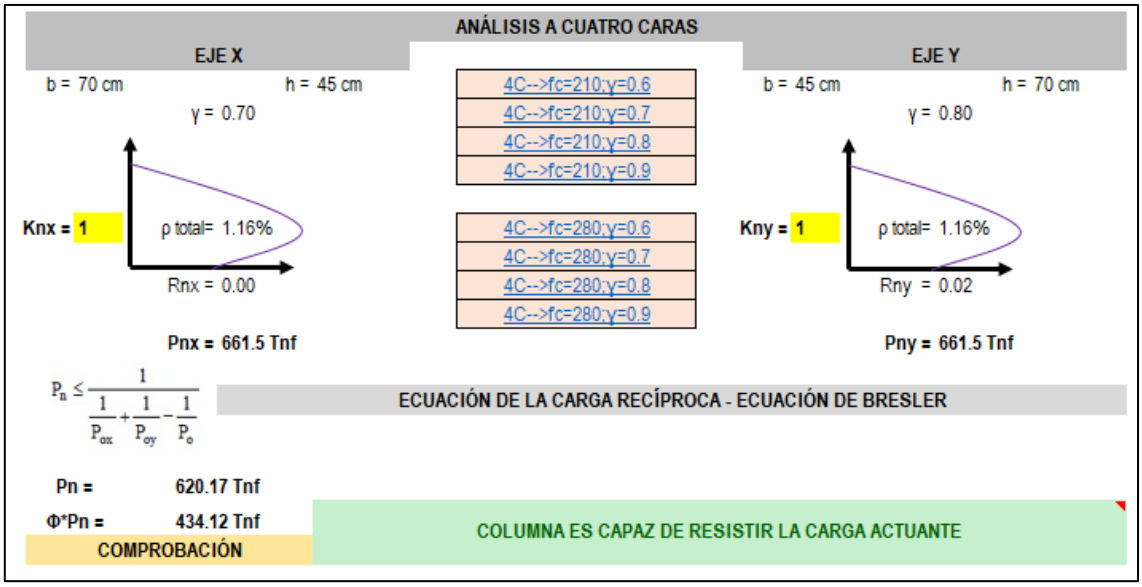
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 132. Diseño de columna a dos caras y comprobación del método de la carga recíproca.



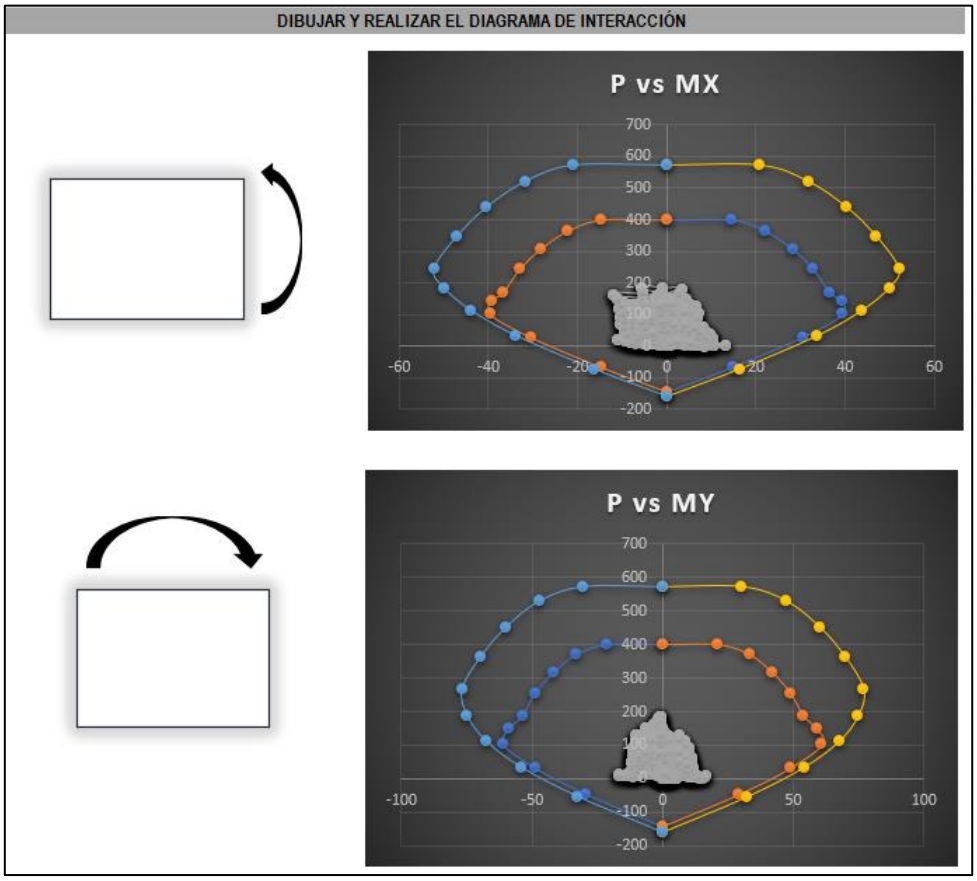
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 133. Análisis de columna a cuatro caras.



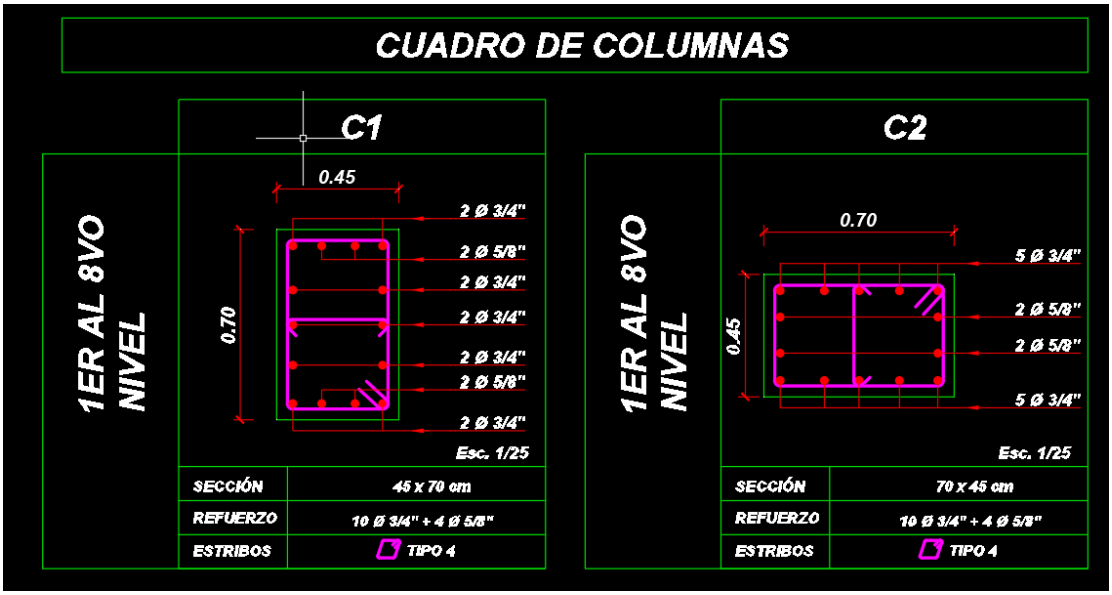
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 134. Diagramas de interacción de la columna diseñada.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 135. Detalle de la distribución de acero en columnas.



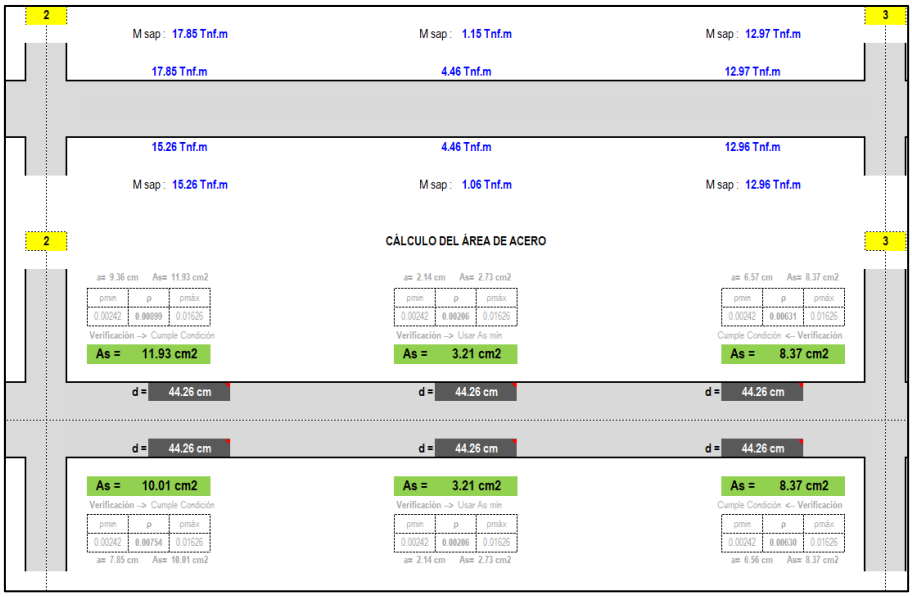
Fuente: Elaboración Propia.

Vigas

Las vigas se diseñaron bajo los criterios establecidos por la norma E060 para el diseño por flexión y capacidad. La envolvente de cargas utilizada fueron las establecidas para el diseño por el método LRFD.

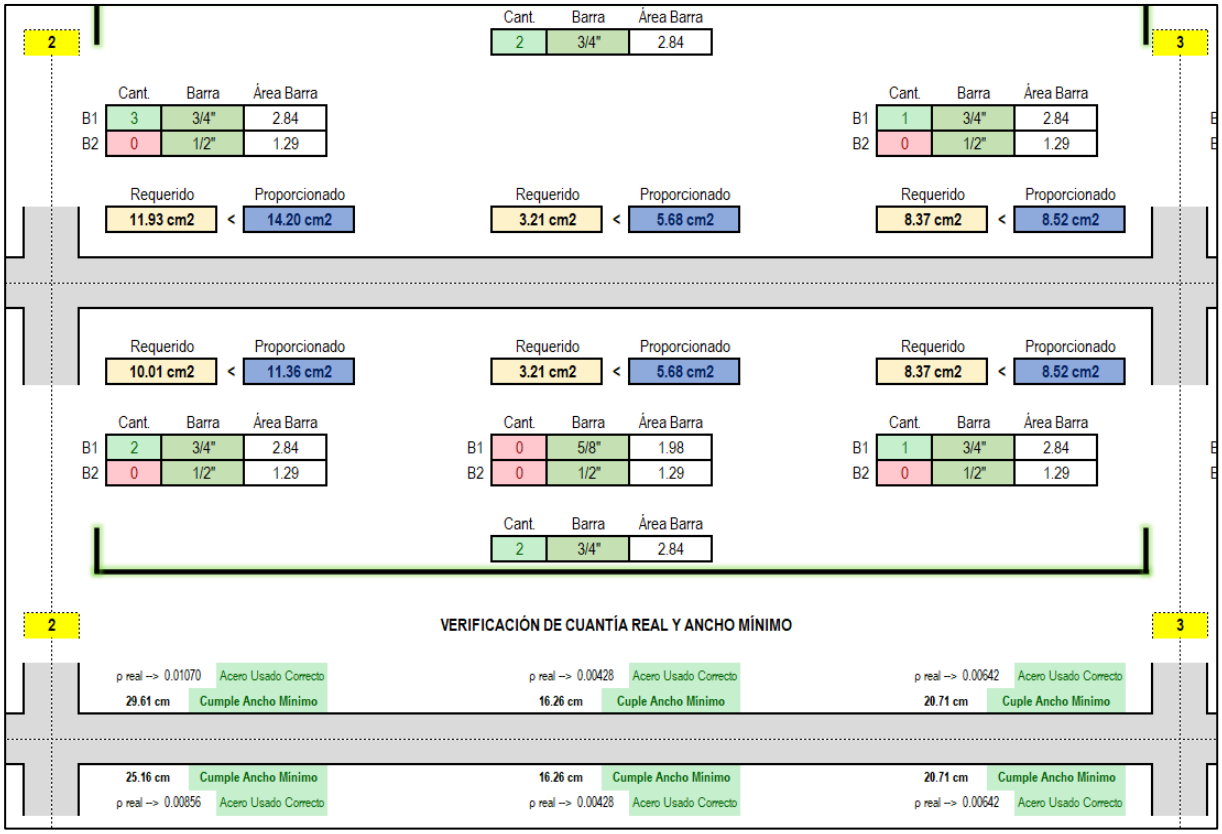
Las figuras que se muestran a continuación son parte de las hojas de cálculo utilizadas para el diseño de estos elementos estructurales.

Figura 136. Momentos de diseño y cálculo del área de acero para la viga de los ejes 2-2, 3-3



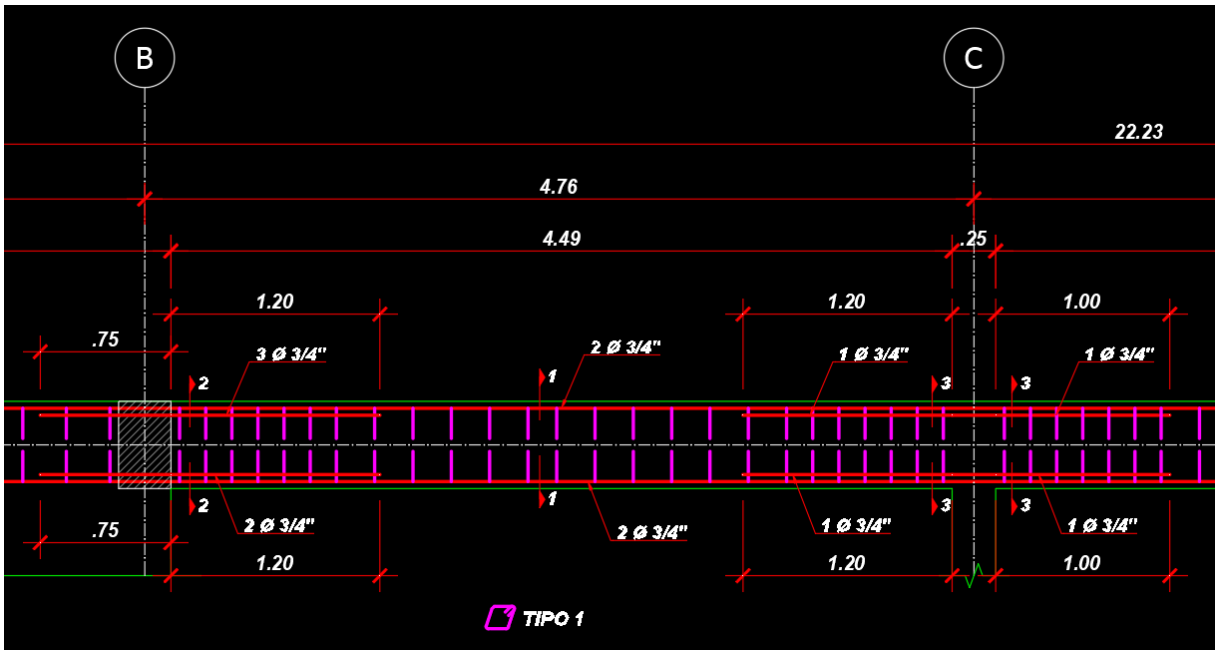
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 137. Elección de las barras de refuerzo y verificación de la cuantía utilizada.



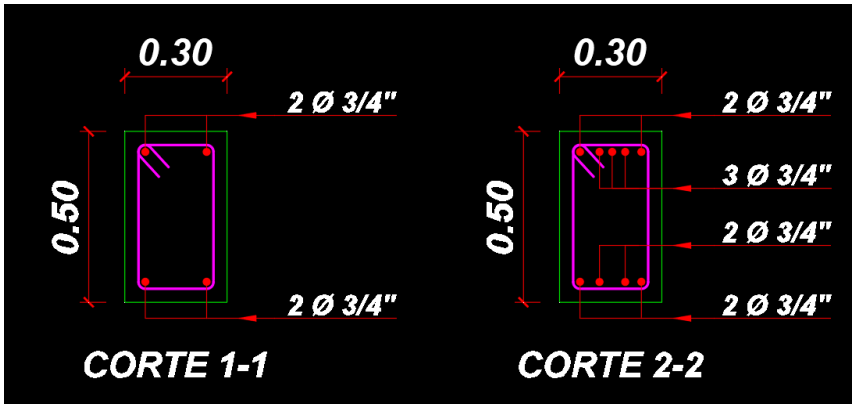
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 138. Distribución de acero longitudinal en la viga del pórtico 1, nivel 8.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 139. Cortes de la Viga mostrada en la imagen anterior.

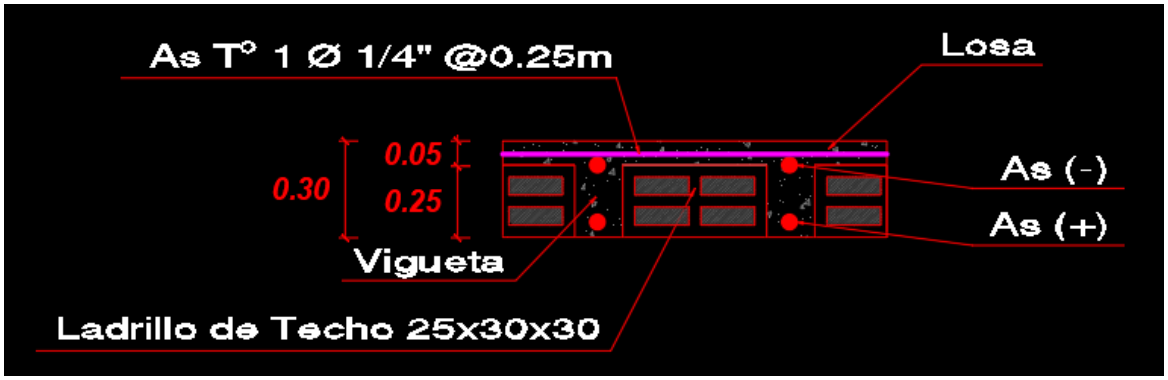


Fuente: Elaboración Propia.

Losas Macizas y Aligeradas

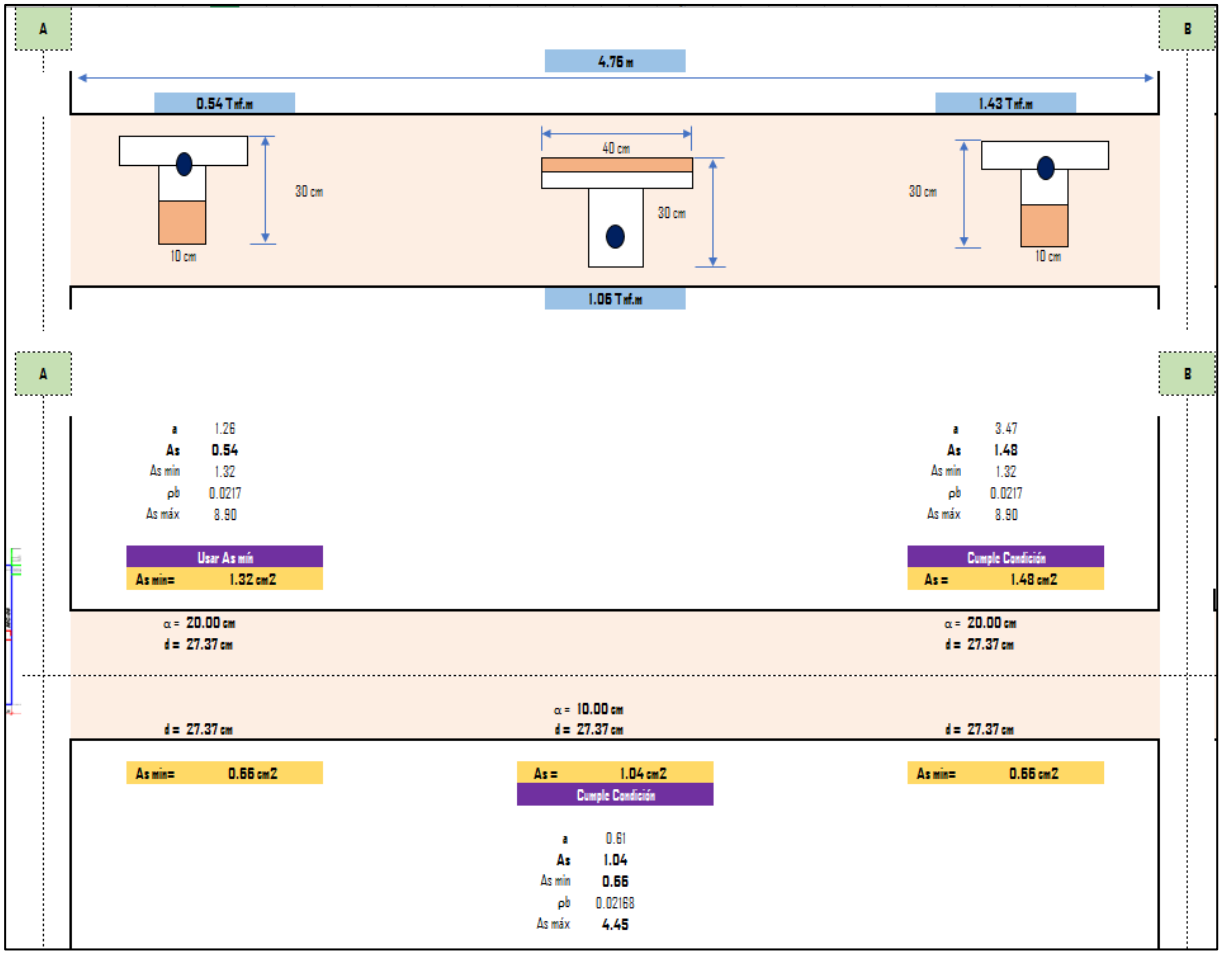
Las losas se diseñaron con los parámetros establecidos en el capítulo 10 de la norma E060 además de los requisitos para el diseño a flexión y cortante. El peralte de la losa utilizada en el edificio se obtuvo de la Tabla 9.1 de la norma E060 para los elementos armados en una dirección teniendo en cuenta la geometría del edificio.

Figura 140. Detalle de losa aligerada.



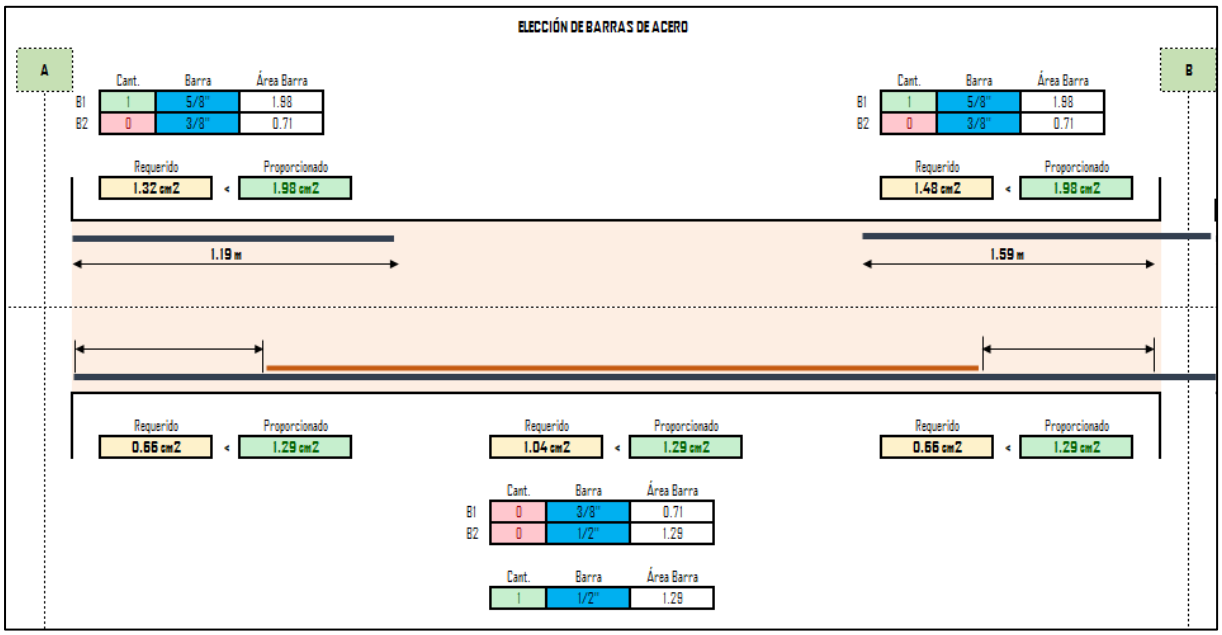
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 141. Diseño de losa aligerada del primer nivel.



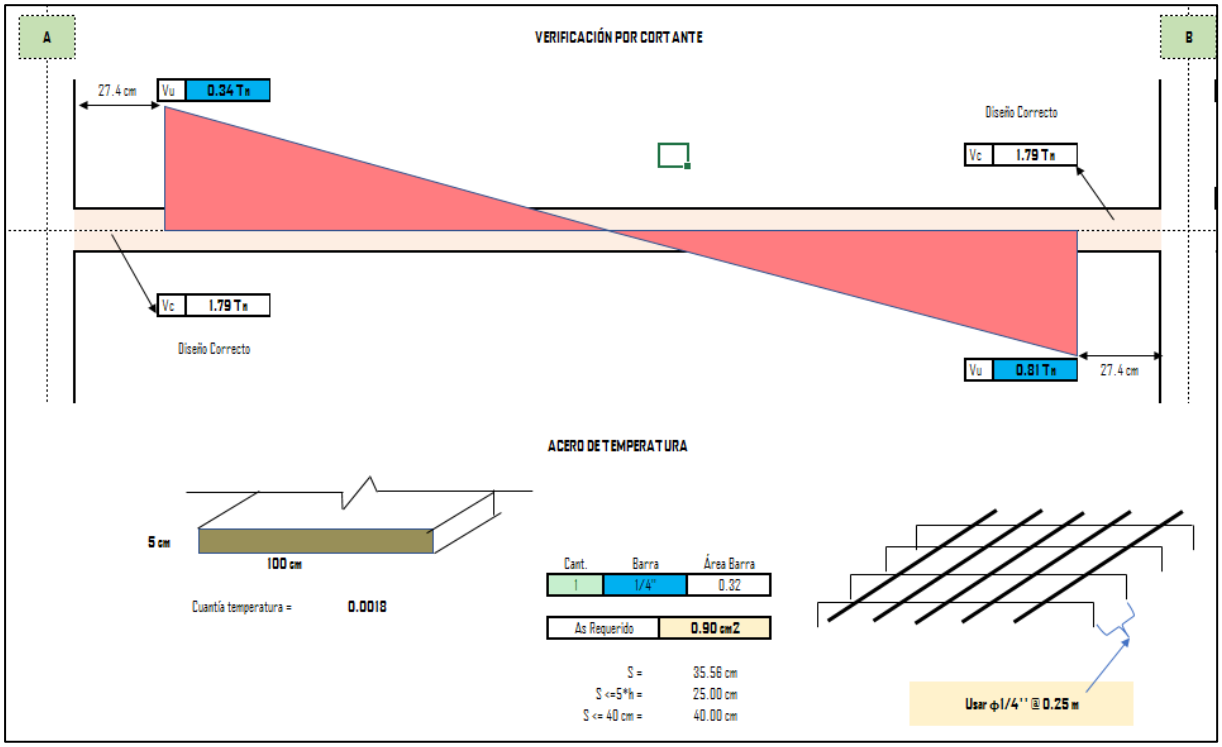
Fuente Elaboración Propia.

Figura 142. Elección de barras de acero para losa aligerada de una dirección.



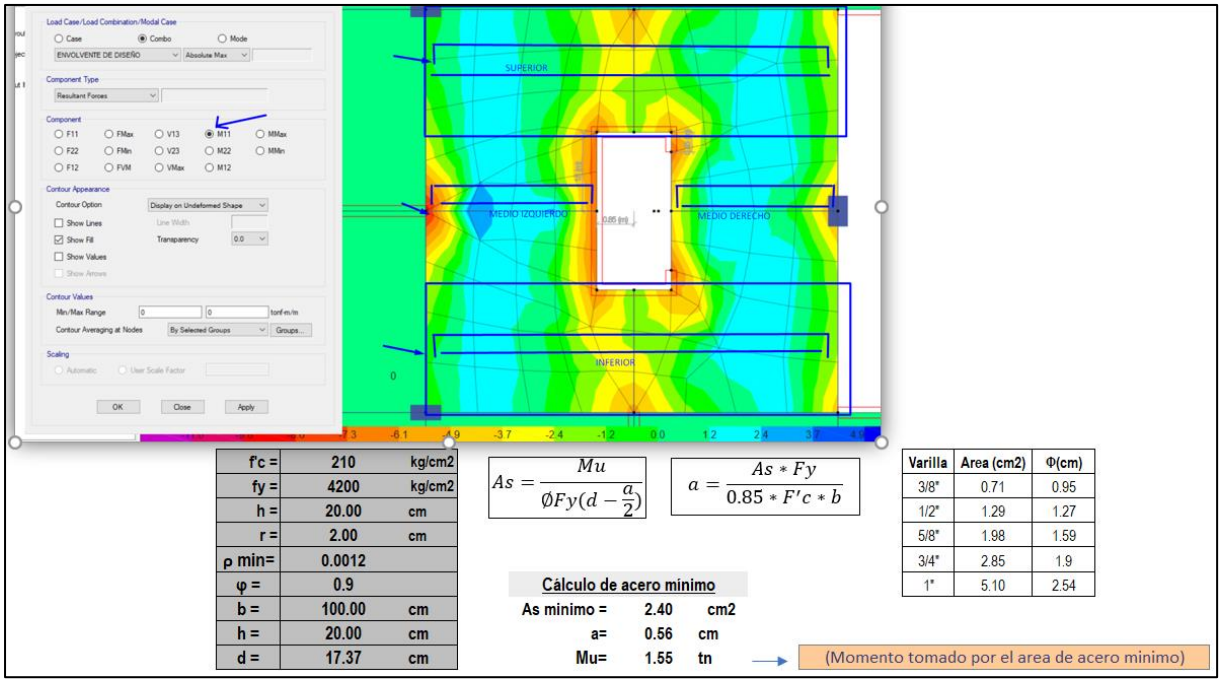
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 143. Diseño por cortante y acero de temperatura para losa aligerada.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 144. Momentos y parámetros de diseño para Losa Maciza.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 145. Diseño de refuerzo en dirección X.

PISO 5

Refuerzo en X

Franja	APOYOS	Mu	As	a	As diseño	Varilla	Area	S	S	Distribucion
		Tn-m	cm2	cm	cm2		cm2	cm	cm	
SUPERIOR	Apoyo A (-)	5.11	8.25	1.94	8.246	5/8"	1.98	24.01	20.00	Usar φ5/8" @ 0.2
	Claro A-B (+)	1.8	2.80	0.66	2.795	3/8"	0.71	25.40	25.00	Usar φ3/8" @ 0.25
	Apoyo B (-)	4	6.37	1.50	6.369	5/8"	1.98	31.09	20.00	Usar φ5/8" @ 0.2
MEDIO IZQUIERDO	Apoyo A (-)	9.21	15.70	3.69	15.701	5/8"	1.98	12.61	12.00	Usar φ5/8" @ 0.12
	Claro A-B (+)	3.2	5.05	1.19	5.048	1/2"	1.29	25.56	25.00	Usar φ1/2" @ 0.25
	Apoyo B (-)	7.2	11.93	2.81	11.934	5/8"	1.98	16.59	12.00	Usar φ5/8" @ 0.12
MEDIO DERECHO	Apoyo A (-)	3.5	5.54	1.30	5.540	1/2"	1.29	23.28	15.00	Usar φ1/2" @ 0.15
	Claro A-B (+)	2	3.11	0.73	3.113	3/8"	0.71	22.81	20.00	Usar φ3/8" @ 0.2
	Apoyo B (-)	5	8.06	1.90	8.057	1/2"	1.29	16.01	15.00	Usar φ1/2" @ 0.15
INFERIOR	Apoyo A (-)	5	8.06	1.90	8.057	1/2"	1.29	16.01	15.00	Usar φ1/2" @ 0.15
	Claro A-B (+)	2	3.11	0.73	3.113	3/8"	0.71	22.81	20.00	Usar φ3/8" @ 0.2
	Apoyo B (-)	4	6.37	1.50	6.369	1/2"	1.29	20.26	15.00	Usar φ1/2" @ 0.15

Fuente: Elaboración propia.

Muros Estructurales

El diseño de muros estructurales se realizó tomando en consideración los requisitos establecidos en el capítulo 14 y 21 de la norma E060, además de verificar sus posibles fallas debido a cargas por flexión, tracción, compresión y cortante. Cabe mencionar que los elementos de borde también fueron diseñados para asegurar la falla por flexión.

Por último, se hizo una construcción del diagrama de interacción para verificar que el refuerzo utilizado sea correcto.

Figura 146. Parámetros para diseño de muros y cálculo de acero en los bordes.

DATOS

F'c=	210	kg/cm2
Fy=	4200	kg/cm2
L muro X =	5.405	m
L muro Y =	4.450	m
t =	0.25	m
β1=	0.85	
Ø=	0.9	

Áreas - Aceros

Barra N°	Ø pulg	Ø cm	Peso (Kg/m)	Área (cm2)	Perímetro (cm)
2	1/4"	0.65	0.249	0.316	
3	3/8"	0.95	0.559	0.71	2.99
4	1/2"	1.27	0.993	1.29	3.99
5	5/8"	1.59	1.552	1.98	4.99
6	3/4"	1.91	2.235	2.85	5.98
8	1"	2.54	3.973	5.07	7.98

CÁLCULO DE ACERO EN LOS BORDES

	M_{max}	Long Muro	d	Espesor	As_{req}	Barras de acero		As_{asig}	Verificación
M2 +	1136.826	445	356	25	84.48	30	3/4"	85.50	ok!
M2 -	-1106.5531	445	356	25	82.23	30	3/4"	85.50	ok!
M3 +	2933.5362	540.5	432.4	25	179.48	64	3/4"	182.40	ok!
M3 -	-2883.4111	540.5	432.4	25	176.41	62	3/4"	176.70	ok!

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 147. Diagrama de interacción Pu y M3 de Muro de Corte "P1".

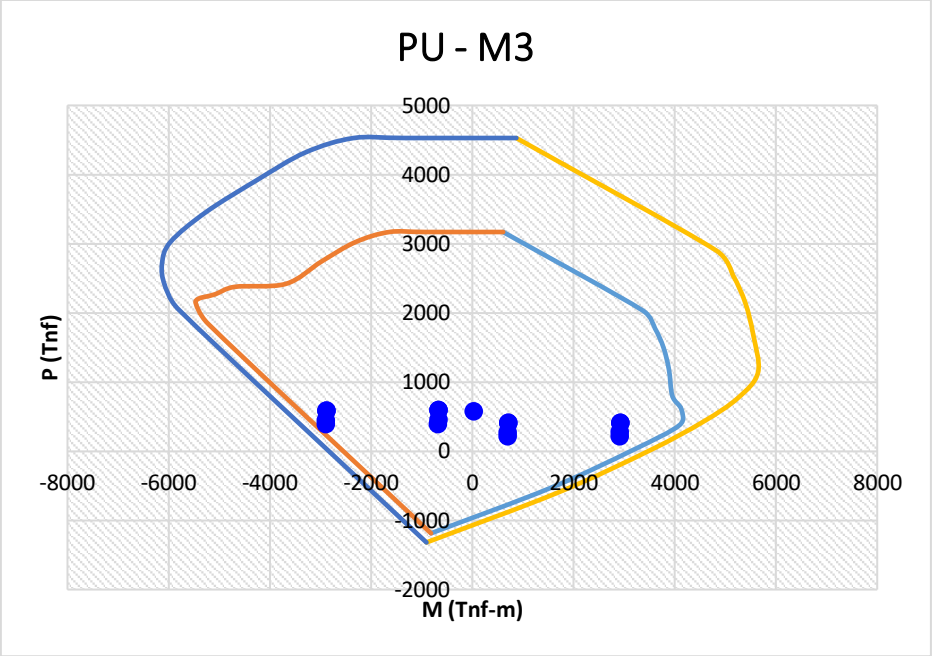
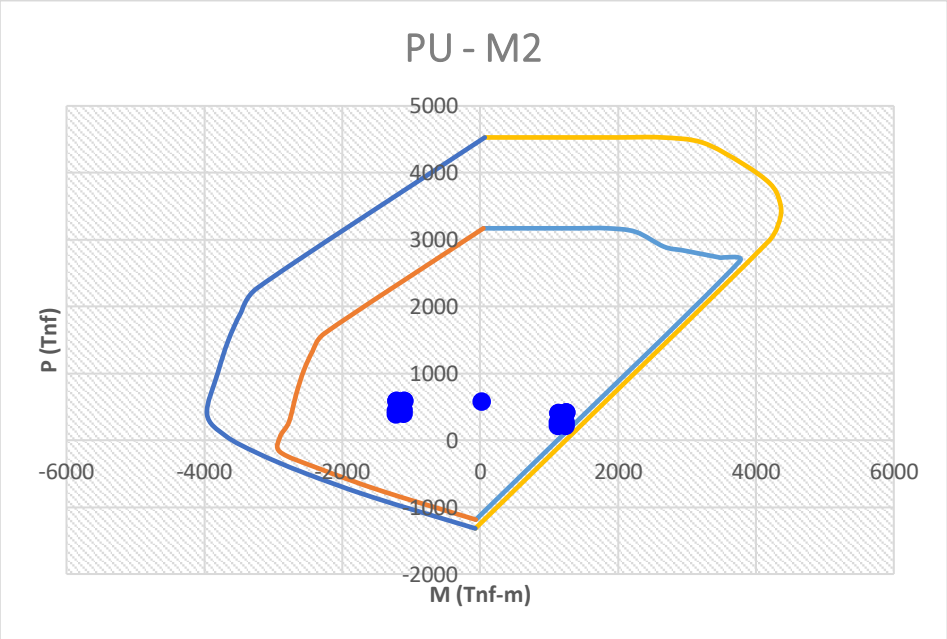
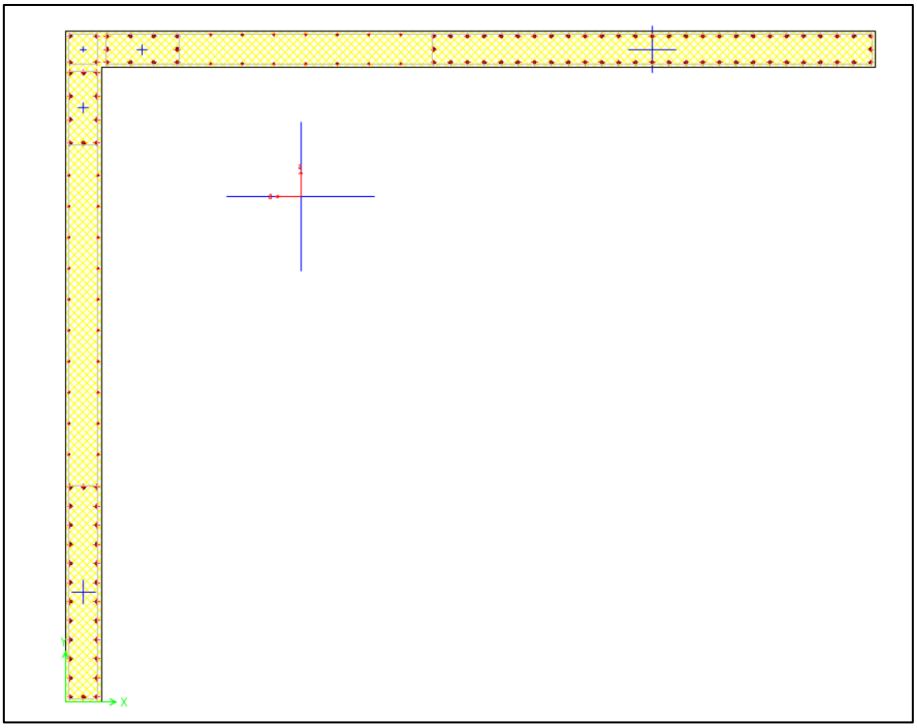


Figura 148. Diagrama de interacción Pu-M2 de Muro de Corte "P1".



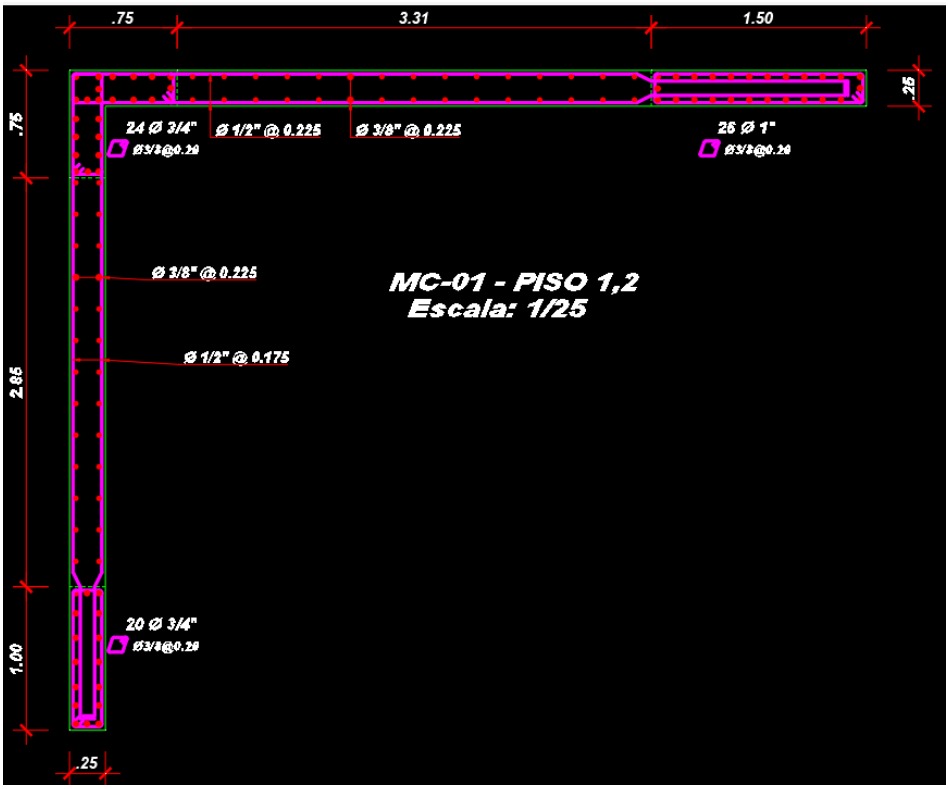
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 149. Muro de Corte "P1" en Section Designer.



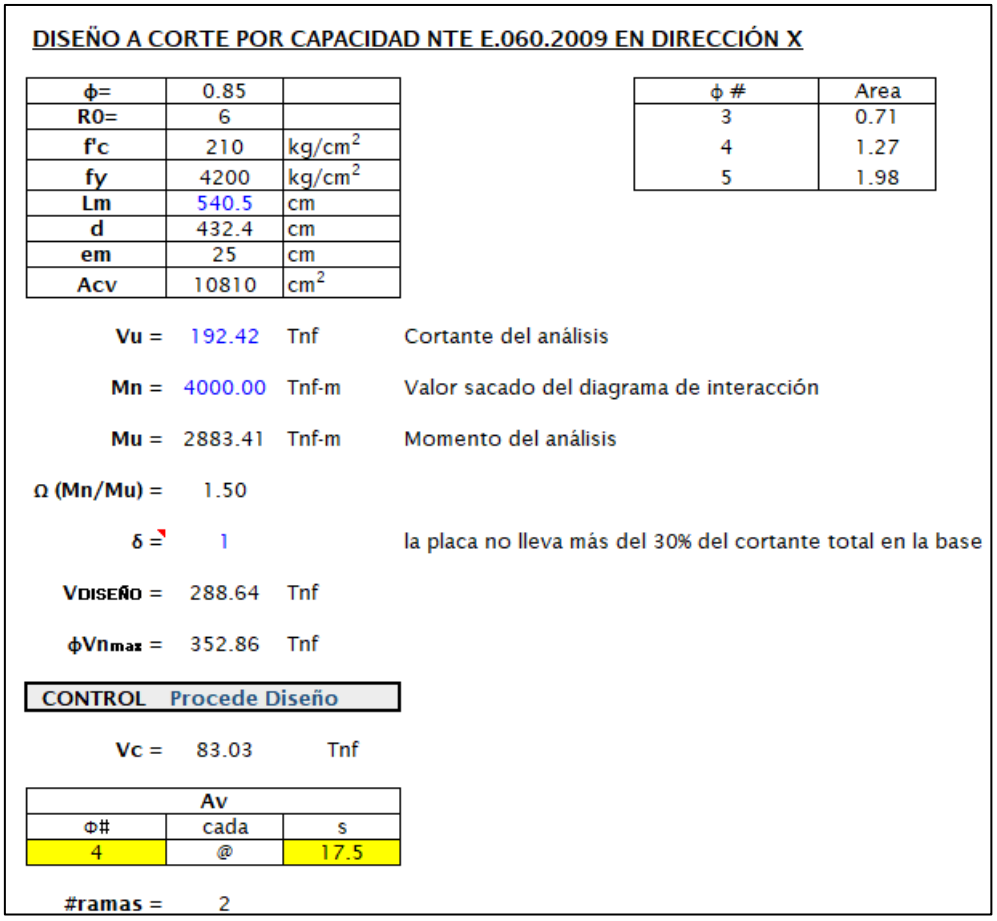
Fuente: Elaboración Propia.

Figura 150. Distribución de acero para Muro de Corte 01.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 151. Diseño a corte por capacidad de Muro de Corte 01.



DISEÑO A CORTE POR CAPACIDAD NTE E.060.2009 EN DIRECCIÓN X

ϕ=	0.85	
R0=	6	
f'c	210	kg/cm^2
fy	4200	kg/cm^2
Lm	540.5	cm
d	432.4	cm
em	25	cm
Acv	10810	cm^2

ϕ #	Area
3	0.71
4	1.27
5	1.98

Vu =	192.42	Tnf	Cortante del análisis
Mn =	4000.00	Tnf-m	Valor sacado del diagrama de interacción
Mu =	2883.41	Tnf-m	Momento del análisis
Ω (Mn/Mu) =	1.50		
δ =	1		la placa no lleva más del 30% del cortante total en la base
VDISEÑO =	288.64	Tnf	
ϕVnmax =	352.86	Tnf	

CONTROL Procede Diseño

Vc = 83.03 Tnf

Av		
Φ#	cada	s
4	@	17.5

#ramas = 2

Fuente: Elaboración Propia.

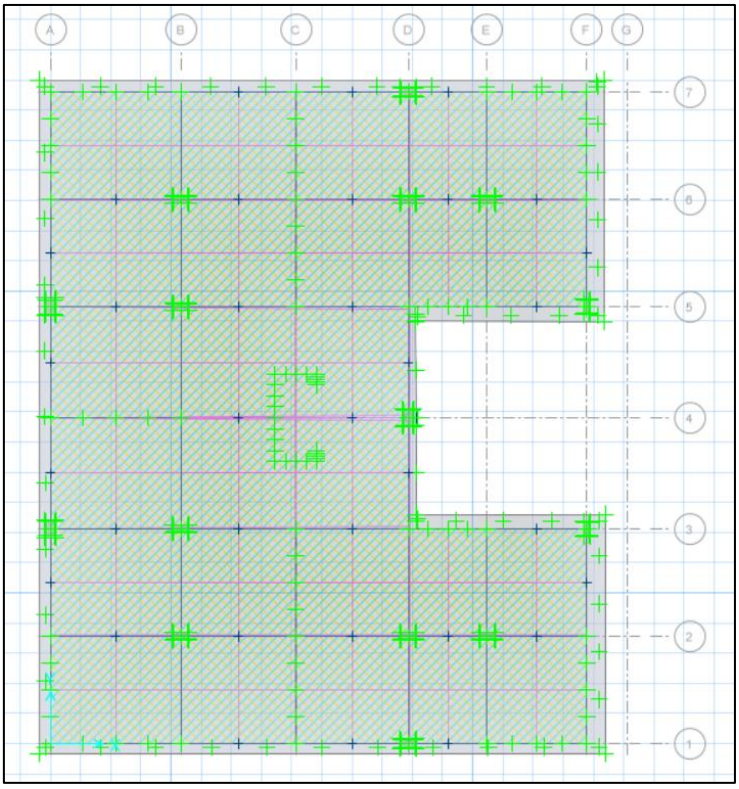
Cimentación

El diseño de la cimentación se realizó en base a lo establecido por la norma E030 (Capítulo 3) y la norma E060 (Capítulo 15). El modelamiento y diseño se realizó en el programa SAFE V.16.

Se procedió a utilizar platea de cimentación para la estructura propuesta teniendo en cuenta la capacidad portante del terreno la cual según el estudio de suelo mencionado es de 2.96 kg/cm^2.

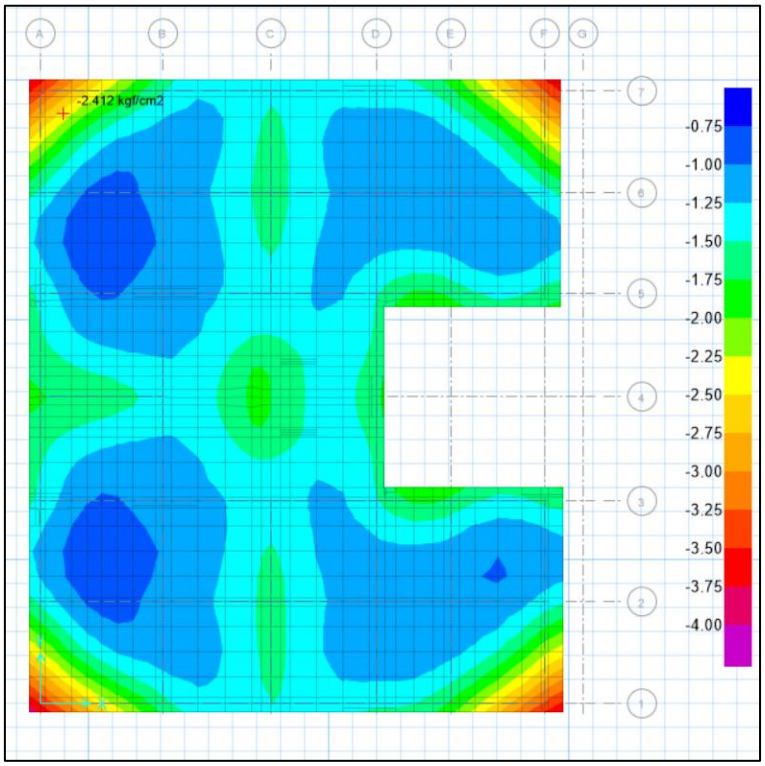
Debido a que en las esquinas de la cimentación existen presiones mayores a las de capacidad portante del suelo, se construirán falsas zapatas para compensar la presión del terreno.

Figura 152. Configuración de platea de cimentación.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 153. Presiones del terreno en SAFE.



Fuente: Elaboración Propia.

Apartado económico de los sistemas estructurales

Tal como muestran Tabla 40 y Tabla 41se establecieron las partidas en función a los trabajos a ejecutar únicamente para la especialidad de estructuras. Para el edificio de concreto armado se tomó en consideración todos los elementos estructurales para la subestructura y superestructura. Los costos unitarios de estos están alineados con los de la revista Construye N° 151 correspondiente al mes de Agosto – Septiembre.

Tabla 40. Partidas consideradas para los sistemas estructurales de acero.

01	ESTRUUCTURAS	
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS	
01.01.01	EXCAVACIONES	
01.01.01.01	EXCAVACION MASIVA (-1.80M)	m3
01.01.01.02	EXCAVACIÓN MASIVA (-2.50)	m3
01.01.01.03	ELIMINACIÓN MASIVA DE MATERIAL	m3
01.01.01.04	ELIMINACIÓN DE AGUA AL BOMBEO	m3
01.01.02	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO	
01.01.02.01	NIVELACION Y APISONADO DE TERRENO	m2
01.01.03	RELLENOS	
01.01.02.01	RELLENO COMPACTADO PARA FONDO DE CIMENTACIÓN CON EQUIPO	m3
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	
01.02.01	CONCRETO FC=140 KG/CM2 - SUBZAPATAS	m3
01.02.02	SOLADO DE CONCRETO E=4" PARA PLATEA DE CIMENTACIÓN	m2
01.02.03	FALSO PISO DE 4" MEZCLA 1:8 C:H	m2
01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO	
01.03.01	PLATEA DE CIMENTACIÓN	
01.03.01.01	CONCRETO 280 KG/CM2 - PLATEA DE CIMENTACIÓN	m3
01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - PLATEA DE CIMENTACIÓN	m2
01.03.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - PLATEA DE CIMENTACIÓN	kg
01.03.02	VIGAS DE CIMENTACIÓN	
01.03.02.01	CONCRETO 280 KG/CM2 -VIGAS DE CIMENTACIÓN	m3
01.03.02.02	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - PLATEA DE CIMENTACIÓN	kg
01.03.03	SOBRECIMIENTO	
01.03.03.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - SOBRECIMIENTO	m3
01.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - SOBRECIMIENTO	m2
01.03.03.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - SOBRECIMIENTO	kg
01.03.04	MUROS DE CORTE	
01.03.04.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - MUROS DE CORTE	m3
01.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - MUROS DE CORTE	m2
01.03.04.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - MUROS DE CORTE	kg
01.03.05	PEDESTALES	
01.03.05.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - COLUMNAS	m3
01.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - COLUMNAS	m2
01.03.05.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - COLUMNAS	kg
01.03	ACERO ESTRUCTURAL	
01.03.01	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA VIGAS Y VIGUETAS	kg
01.03.02	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA COLUMNAS	kg
01.03.03	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA ARRIOSTRES	kg
01.03.04	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA CONEXIONES A CORTE (VIGA - VIGUETA)	kg
01.03.05	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA CONEXIONES A CORTE (VIGA - ALA DE COLUMNA)	kg
01.03.06	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA CONEXIONES A CORTE (VIGA - ALMA DE COLUMNA)	kg
01.03.07	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA CONEXIONES A CORTE (VIGA - COLUMNA - RIOSTRAS)	kg
01.03.08	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA CONEXIONES A CORTE (CONEXIÓN CHEVRON)	kg
01.03.09	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA PLANCHAS BASE	kg
01.03.10	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE LOSA DECK ACERO	m2

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 41. Partidas de presupuesto consideradas para el sistema estructural de muros estructurales.

01	ESTRUCTURAS	
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS	
01.01.01	EXCAVACIONES	
01.01.01.01	EXCAVACION MASIVA (-2.10M)	m3
01.01.01.02	EXCAVACIÓN MASIVA (-3.60)	m3
01.01.01.03	ELIMINACIÓN MASIVA DE MATERIAL	m3
01.01.01.04	ELIMINACIÓN DE AGUA AL BOMBEO	m3
01.01.02	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO	
01.01.02.01	NIVELACION Y APISONADO DE TERRENO	m2
01.01.03	RELLENOS	
01.01.02.01	RELLENO COMPACTADO PARA FONDO DE CIMENTACIÓN CON EQUIPO	m3
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	
01.02.01	CONCRETO FC=140 KG/CM2 - SUBZAPATAS	m3
01.02.02	SOLADO DE CONCRETO E=4" PARA PLATEA DE CIMENTACIÓN	m2
01.02.03	FALSO PISO DE 4" MEZCLA 1:8 C:H	m2
01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO	
01.03.01	PLATEA DE CIMENTACIÓN	
01.03.01.01	CONCRETO 280 KG/CM2 - PLATEA DE CIMENTACIÓN	m3
01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - PLATEA DE CIMENTACIÓN	m2
01.03.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - PLATEA DE CIMENTACIÓN	kg
01.03.02	VIGAS DE CIMENTACIÓN	
01.03.02.01	CONCRETO 280 KG/CM2 - VIGAS DE CIMENTACIÓN	m3
01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - VIGAS DE CIMENTACIÓN	m2
01.03.02.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - VIGAS DE CIMENTACIÓN	kg
01.03.03	MUROS DE CORTE	
01.03.03.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - MUROS DE CORTE	m3
01.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - MUROS DE CORTE	m2
01.03.03.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - MUROS DE CORTE	kg
01.03.04	SOBRECIMIENTO	
01.03.04.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - SOBRECIMIENTO	m3
01.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - SOBRECIMIENTO	m2
01.03.04.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - SOBRECIMIENTO	kg
01.03.05	COLUMNAS	
01.03.05.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - COLUMNAS	m3
01.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - COLUMNAS	m2
01.03.05.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - COLUMNAS	kg
01.03.06	VIGAS	
01.03.06.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - VIGAS	m3
01.03.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - VIGAS	m2
01.03.06.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - VIGAS	kg
01.03.07	LOSA ALIGERADA	
01.03.07.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - LOSA ALIGERADA	m3
01.03.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - LOSA ALIGERADA	m2
01.03.07.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - LOSA ALIGERADA	kg
01.03.07.04	LADRILLO HUECO 25X30X30 - LOSA ALIGERADA	und
01.03.08	LOSA MACIZA	
01.03.08.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - LOSA MACIZA	m3
01.03.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - LOSA MACIZA	m2
01.03.08.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - LOSA MACIZA	kg

Fuente: Elaboración Propia.

El presupuesto estimado para los sistemas estructurales de acero se tuvo en cuenta las dimensiones de los perfiles, así como los tipos de conexiones para cada elemento estructural. Los costos unitarios fueron realizados tomando en cuenta la Mano de Obra y la soldadura a emplear en las conexiones, además se justificaron por la Empresa HORST METAL la cual se dedica a la fabricación, montaje y colocación de estructuras metálicas en la Ciudad de Piura.

Los costos establecidos para los sistemas estructurales son:

- ✓ Sistema estructural SCBF: 2,586,463.95 (Dos Millones Quinientos Ochenta y Seis Mil Cuatrocientos Sesenta y Tres con 95/100 Soles).
- ✓ Sistema Estructural BRBF: 2,925,753.33 (Dos Millones Novecientos Veinticinco Mil Setecientos Cincuenta y Tres con 33/100 Soles).
- ✓ Sistema Estructural de Concreto Armado: 3,567,550.20 (Tres Millones Quinientos Sesenta y Siete Mil Quinientos Cincuenta con 20/100 Soles)

Este presupuesto únicamente es a Costo Directo considerando un Importe General a las Ventas del 18% para los insumos.

Discusión

Análisis técnico y económico de los sistemas estructurales en estudio

Análisis Técnico

La calidad del acero a utilizar para los elementos estructurales influye en el diseño de estos, la utilización del acero de Grado 50 permitió optimizar los perfiles utilizados, además de facilitar los diseños con las algunas tablas proporcionadas por el Manual del AISC.

La similitud de los elementos estructurales de acero se debe a las condiciones de la estructuración del edificio, básicamente se planteó que los edificios posean conexiones a corte, evitando así el uso de conexiones precalificadas a momento, es por ello por lo que, en la configuración de los edificios, los únicos perfiles diferentes son las riostras. Para el sistema estructural SCBF se está empleando perfiles HSS 5 ½" x 5 ½" x 3/8, mientras que para el sistema estructural BRBF se utiliza perfiles HSS de 200mm x 200mmx 40mm tal como se muestra en el Anexo 1.11

La configuración estructural "Chevron" que se utilizó en las riostras se debe al comportamiento que presentan estas durante un evento sísmico. En la Figura 95. Comportamiento de derivas con configuración de riostras en "X". se muestra la forma en la que se desplazan los pisos de un edificio arriostrado en forma de "X", a diferencia de un pórtico con configuración de riostras en "V" invertida. Además, al realizar este tipo de geometría de las riostras se evita usar vigas de transferencia, las cuales se utilizan para ayudar a disipar los esfuerzos que se generan en las conexiones entre riostras y vigas.

Las riostras de Pandeo restringido proporcionan mayor resistencia a la compresión que a tracción, este requisito es fundamental para determinar si el diseño realizado es correcto, un punto a analizar es su construcción. Construirlas en laboratorio es más factible ya que pueden ser ensayadas con testigos a escala, sin embargo, si esto se aplica a un proyecto de menor envergadura puede que no sea viable económicamente.

Es importante señalar que las riostras de pandeo restringido son de mayor dimensión a comparación de las riostras del SCBF y esto se debe a la limitación de derivas más que a la resistencia a fuerzas a la que están sometidas. Pues en ello las riostras de pandeo restringido resisten un 35% más que las riostras SCBF, en base a ello se puede resaltar que cuando las condiciones de esbeltez para los Sistemas SCBF y OCBF dadas por la norma ANSI/AISC 360-16 exceden por cuestión de la longitud de las riostras o su radio de giro de los perfiles seleccionados se puede optar por utilizar riostras de pandeo restringido con la seguridad de que estas no fallarán por pandeo y además tendrán una vida útil mucho mayor a las riostras clásicas

El sistema estructural BRBF resultó con un peso superior al del sistema SCBF debido a que las riostras de pandeo restringido están compuestas por mortero. No obstante, cabe mencionar que pese a tener más peso su cortante basal es menor que la del sistema SCBF y esto se debe al espectro de respuesta que posee el sistema BRBF. Además, el sistema estructural de concreto armado resultó tener un mayor peso por metro cuadrado de los sistemas en comparación tal como lo indica la siguiente tabla:

Tabla 42. Comparación de pesos por metro cuadrado de los sistemas estructurales en estudio.

Sistemas Estructurales	SCBF	BRBF	Concreto Armado
Peso por unidad de metro cuadrado	0.59 ton/m^2	0.67 ton/m^2	0.97 ton/m^2

Fuente: Elaboración Propia.

Con respecto al análisis estructural realizado, se determina que la deriva máxima se encuentra en el sistema BRBF, mientras que el edificio de concreto armado es más rígido pese a la fuerza sísmica que actúa en este. Los periodos mostrados en la Tabla 12. Periodos de la estructura., Tabla 22. Periodos de la estructura del sistema estructural BRBF., Tabla 32. Periodos de la estructura del sistema estructural de Concreto Armado.señalan que el edificio BRBF posee un mayor periodo a diferencia de los otros sistemas estructurales en estudio.

El Estudio de Mecánica de Suelo (EMS) seleccionado como referencia para el diseño de cimentaciones cumple con las disposiciones establecidas en la norma, pues para un edificio de 7 niveles y con un área de 1680 m2 se estableció una ejecución de 3 puntos de exploración con SPT y 2 calicatas. En base a ello y al tipo de suelo a colocar la cimentación (Material Granular SP según clasificación SUCS) se estableció que el EMS tomado como referencia es útil para esta investigación ya que las condiciones son similares, además Cotler, Helena (Et.al) [72] señalan que "La evolución del suelo es constante bajo condiciones propicias, pero con lapsos que fluctúan de cientos a miles de años requeridos para la formación de algunos centímetros" por lo que se justifica la selección de este.

El procedimiento de diseño para columnas, vigas y viguetas se rigen bajo términos de las normas AISC 360-16 y 341-16, no obstante, las riostras del sistema SCBF y BRBF tienen diferente análisis de diseño. Mientras que las riostras para el sistema SCBF se basan en requisitos de resistencia y una serie de comprobación mediante fórmulas ya establecidas en las normas mencionadas, las riostras del sistema BRBF solo necesita las dimensiones geométricas del perfil y verificar su capacidad de resistencia mediante un gráfico basado en resultados de laboratorio.

Las conexiones diseñadas para los sistemas estructurales de acero son compatibles para ambos sistemas analizados, ya que los resultados obtenidos de los combos de diseño varían en 350 kgf aproximadamente. Este argumento es válido ya que ambos sistemas estructurales de acero poseen los mismos perfiles en su estructuración.

El diseño establecido para los sistemas estructurales de acero estructural y concreto armado fueron diferentes, pues poseen características estructurales muy diferentes al igual que los requisitos de diseño. Pese a que la información en español que referencia algunos diseños de los elementos estructurales se muestra como "simples", esto es un error que se comenten en algunos proyectos, pues no se establecen más requisitos de diseño tal como se detallan en la norma AISC 360-16 y AISC 341-16 para los Sistemas Estructurales de Acero, y lo más importante no se consideran las especificaciones para el diseño de soldaduras establecidas en la norma AWS D1.1. Es por ello por lo que en esta investigación se presentan algunos de los lineamientos establecidos por las normas americanas para el diseño de los elementos estructurales de acero.

Como se mencionó anteriormente, el peso del edificio influye directamente en el diseño de este, es por ello por lo que el edificio más liviano posee menos cantidad de acero a utilizar, y por ello será más económico en este apartado. El sistema estructural SCBF posee las menores dimensiones geométricas de los elementos estructurales de la cimentación, así como la menor

cantidad de acero en estos. Mientras que el edificio de concreto armado posee vigas de cimentación y espesor de platea más grandes que el anterior mencionado tal como se muestran en los planos referentes a cimentaciones. Es por ello por lo que se resalta la elección de perfiles de acero livianos con el fin de no tener desventaja económica en la subestructura.

En los planos estructurales para las cimentaciones de los elementos estructurales se muestran algunas áreas de mejoramiento de la cimentación a partir de subzapatas. Esto se realizó debido a que en esas zonas las presiones del terreno debido a las cargas del edificio superaban la capacidad portante del terreno. Es por ello por lo que se procedió a construir subzapatas hasta la profundidad en la que la capacidad portante del terreno supere las presiones del terreno.

Del proyecto presentado, al utilizar muros estructurales en el sistema de concreto armado, la arquitectura inicial varía considerablemente, ya que estos obstaculizan parte de la luz que ingresa al edificio. Además, cambia la forma de la fachada ya que en la parte exterior donde se ubican los muros de corte no se colocarían los muros cortina propuestos inicialmente en el proyecto y que se muestran en los planos arquitectónicos.

Análisis Económico

En base a los elementos estructurales diseñados y al área de terreno total del edificio (4498 m^2) se puede establecer los precios por metro cuadrado del este tomando en consideración los sistemas estructurales en estudio:

Tabla 43. Costos por m2 de los sistemas estructurales en estudio.

Sistema Estructural	SCBF	BRBF	Concreto Armado
Precio por Metro Cuadrado	S/. 551.99	S/. 615.76	S/. 1034.61

Fuente: Elaboración Propia.

De la Tabla 43. Costos por m2 de los sistemas estructurales en estudio. se establece que el sistema estructural que presenta una ventaja con respecto al precio por metro cuadrado es el SCBF, y esto se debe a que toda estructura metálica siempre presenta esta ventaja económica tal como se ha evidenciado en los antecedentes de esta investigación. No obstante, se tiene que considerar un mantenimiento por año a la estructura metálica, pero esta no es de gran impacto para ser considerada en este.

Conclusiones

- ✓ De acuerdo con los resultados obtenidos en relación con los sistemas estructurales en estudio, el sistema Estructural SCBF presenta una ventaja considerable para su diseño y construcción, pues posee un peso de 0.59 ton/m2 además un costo por metro cuadrado de S/. 551.99 Soles únicamente para la especialidad de Estructuras.

- ✓ La estructuración de los sistemas de acero se basó en perfiles ASTM A572 Grado 50 para los elementos estructurales de estos, los perfiles seleccionados fueron: W16x31 para vigas en sentido "x", W16x26 para vigas en eje "y", W10x19 para viguetas, W18x19 para columnas, riostras HSS 5 ½" x 5 ½" x 3/8 y HSS 200mmx200mmx40mm para el Sistema SCBF y BRBF respectivamente. El diseño de estos elementos estructurales se realizó en base a las Normas AISC 360-16, AISC 341-16 y la Norma AWS D1.1.

- ✓ Para el análisis de la estructura de Concreto Armado se utilizaron vigas de 30x50cm, columnas de 45x70cm, 30x60cm y 35x70cm, Muros de Corte de 25cm de espesor, Losas Macizas de 20cm y Losas Aligeradas en una dirección con espesor de 30cm. Todos estos elementos estructurales fueron diseñados bajo los requisitos establecidos en la Norma Técnica Peruana E060.

- ✓ Los datos adoptados del EMS para esta investigación están justificados científicamente, es por ello por lo que se tomó la capacidad portante, ángulo de cohesión, peso específico del terreno y profundidad de desplante para cada el diseño de cimentación para cada sistema estructural.

- ✓ La cimentación diseñada fue platea cimentación para cada sistema estructural, con la diferencia que para los sistemas SCBF y BRBF poseen Vigas de Cimentación de 40x50cm y espesor de platea de 50cm, mientas que para el edificio de Concreto Armado las dimensiones de las vigas de cimentación aumentan a 40x100cm y el espesor de platea a 70cm. Si bien la cimentación de los sistemas SCBF y BRBF poseen las mismas dimensiones, esta última posee mayor cantidad de acero en la platea de cimentación.

- ✓ Para el diseño de los sistemas estructurales de acero se tomó como referencia la utilización del Software ETABS ya que este permite verificar si los datos del

modelamiento del Sistema BRBF son correctos. El edificio de concreto armado se diseñó también en este programa, sin embargo, se tuvo en cuenta la utilización del SAP2000 para el diseño de los Muros de Corte.

- ✓ En relación con los planos presentados, estos fueron obtenidos del Software Revit pues permite una mejor interacción con los elementos estructurales de concreto armado y acero además permite obtener la cuantificación de los materiales utilizados en el modelo. Cabe resaltar que las conexiones estructurales de acero fueron modeladas en el Software Autodesk Advance Steel, el cual permite estimar si la geometría de la conexión cumple con los requisitos mínimos de las normas Americanas y posee una interoperabilidad con Revit, pues permite agregar todas las características de las conexiones en el modelo realizado, obteniendo así mejores detalles de estos.

- ✓ Los pesos por metro cuadrado de las edificaciones fueron: 0.97 ton/m2 para el edificio de Concreto Armado, 0.67 ton/m2 para el edificio BRBF y 0.59 ton/m2 para el edificio SCBF.

- ✓ El presupuesto de la especialidad Estructuras fue de S/. 2,929,765.41 para el edificio SCBF, S/.3,268,243.65 para el edificio BRBF y S/. 4,653,683.65 para el edificio de concreto armado. Estos costos son para un área construida total de 4498 m2.

- ✓ Considerando la arquitectura inicial del proyecto, al utilizar los sistemas estructurales de acero se mantiene la originalidad de este, pues los ambientes quedan iluminados naturalmente debido a la presencia de muros cortina en los exteriores del edificio. No obstante, el edificio de concreto armado obstaculiza la entrada de luz natural debido a la presencia de los muros de corte. Por ello si se requiere mantener la esencia del edificio, los sistemas de acero ofrecen mayores ventajas en este apartado.

Recomendaciones

- ✓ Para los sistemas estructurales de acero se recomienda que la configuración estructural se realice en base a conexiones a corte. Pues de esta manera se evita la utilización de conexiones precalificadas y/o a momento las cuales son más costosas de las conexiones a corte y los requisitos de diseño son más rigurosos.

- ✓ Para edificios de acero es recomendable utilizar Acero Estructural ASTM A572 de Grado 50, pues posee mayor resistencia a diferencia del Acero A36 utilizado convencionalmente en estructuras metálicas.

- ✓ Durante la estructuración del edificio es preferible utilizar perfiles livianos para los elementos estructurales, pues de esta manera se obtendrán ventajas en el apartado económico y durante la fase de construcción.

- ✓ Para un correcto diseño de los elementos estructurales de acero se recomienda realizarlos con los requisitos de las Normas AISC 360 y AISC 341 en sus últimas versiones, ya que estas estas modifican algunos parámetros de diseño justificados por investigaciones de diferentes especialistas asociados a este rubro.

- ✓ Para gestionar los planos arquitectónicos y estructurales de los sistemas estructurales de acero se recomienda realizarlos con un Software 3D que permita verificar las interferencias entre distintas especialidades. Además de un programa especializado para la verificación del diseño de conexiones metálicas tales como IdeaStatica o Bentley RAM Connection CONNECT.

- ✓ Se recomienda realizar futuras investigaciones sobre el sistema estructural BRBF y sus aplicaciones en edificios donde las riostras normales no pueden ser utilizadas debido a su geometría y a la relación de esbeltez excesiva.

Referencias Bibliográficas

[1] H. Soto Rodriguez, "¿Cuándo conviene construir con acero?," *Revista Mexicana de la Construcción,* vol. II, no. 1, pp. 30-35, 2018.

[2] C. Broadbent, "WorldSteel," 19 March 2018. [Online]. Available: https://www.worldsteel.org/media-centre/blog/2018/blog-steel-surprising-recycling-champion.html.

[3] Asociación Latinoamericana del Acero, "América Latina en Cifras 2019," Alacero, Buenos Aires, 2019.

[4] D. Corzo and Y. Saldaña, "Comparación de diseños estructurales de edificaciones metálicas con edificaciones de concreto armado para determinar el diseño más rentable en la construcción de viviendas multifamiliares," Universidad San Martín de Porres, Lima, 2017.

[5] Ingeniería Civil RD, "Ingeniería Civil RD. Construcción, Cálculo, Tutoriales y más," 10 06 2013. [Online]. Available: http://ingenieriacivilrd.net/estructura-de-hormigon-armado-ventajas-y-desventajas/. [Accessed 06 07 2020].

[6] INKA, "Cementos INKA," 18 Noviembre 2018. [Online]. Available: http://www.cementosinka.com.pe/blog/ventajas-y-desventajas-del-concreto-armado/. [Accessed 06 Julio 2020].

[7] B. Á. M. López, "Diseño de edificio de acero de ocho niveles con sistemas de marcos arriostrados concentricamente (SCBF)," Universidad Nacional de Ingeniería, Managua, 2019.

[8] O. Ortiz, "Diseño del sistema sismoresistente de una estructura utilizando pórticos con riostras de pandeo restringido," Universidad de Cuenca, Cuenca, 2018.

[9] R. A. Cancelado, "Caracterización experimental de riostras de pandeo restringido a escala sometidas a cargas cíclicas," Revista de Ingeniería, Bogotá, 2013.

[10] M. Muazzam, "Quantification Of Energy Demand for Buckling-Restraned Braces," The University of British Columbia, Vancouver, 2019.

[11] B. Sitler, T. Takeuchi, R. Matsui, M. Terashima and Y. Terazawa, "Experimental investigation of a multistage Buckling-Restrained Brace," Engineering Structures, California, 2020.

[12] C. Arroyo, "Análisis Comparativo del Diseño Estructural de una Edificación con Sistema de Acero Convencional y Acero con Amortiguadores, en la Ciudad de Chiclayo," Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Chiclayo, 2018.

[13] W. T. Segui, Steel Design, Boston: Cengage Learning, 2017.

[14] F. Javier Crisafulli, Diseño Sismorresistente de construcciones de acero, Mendoza: Alacero, 2018.

[15] A. Aghayere and J. Vigil, Structural Steel Design, Virginia: Mercury Learning and Information, 2020.

[16] S. Vinnakota, Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD, México: McGraw-Hill, 2006.

[17] C. G. Salmon, J. E. Johnson and F. A. Malhas, "Steel Structures, Design and Behavior," Pearson Prentice Hall, New Jersey, 2009.

[18] ASTM International, Standar Specification for Zinc (hot-dip galvanized) coatings on iron and steel products - ASTM A123, West Conshohocken: ASTM, 2013.

[19] R. Tremblay, G. Degrange and J. Blouin, "Seismic Rehabilitation of a Four Storey Building with a Stiffened Bracing system," in *Proc. 8th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canadian Association for Earthquake, 1999, pp. 549-554.

[20] R. Tremblay and A. Filiatrault, "Seismic Impact Loading in Inelastic Tension-Only Concentrically Braced Steel Frames: Myth or Reality?," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics,* vol. 25, no. 12, pp. 1373-1389., 1996.

[21] G. R. Black, B. W. Wenger and E. P. Popov, "Inelastic Buckling of Steel Struts Under Cyclic Load Reversal," in *Report No. UCB/EERC-80/40. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center*, University Of California, 1980.

[22] American Institute of Steel Construction, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago: American Institute of Steel Construction, 2016.

[23] E. P. Popov and G. R. Black, "Steel Struts under Severe Cyclic Loadings," *Journal of the Structural Division,* vol. 107, no. 9, pp. 1857-1884, 1981.

[24] K. Lee and M. Bruneau, "Review of Energy Dissipation of Compression Members in Concentrically Braced Frames," in *Technical Report MCEER-02-0005*, State University of New York at Buffalo, NY:Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, 2002, pp. 14-44.

[25] R. Tremblay, "Inelastic Seismic Response of Steel Bracing Members," *Journal of Constructional Steel Research,* vol. 58, no. 5, pp. 665-701, 2002.

[26] M. Bruneau, C.-M. Uang and R. Sabelli, Ductile Design of Steel Structures, New York: McGrawHill, 2011.

[27] K. Lee and B. Michel, "Seismic Vulnerability Evaluation of Axially Loaded Steel Built-up Laced Members," in *Technical Report MCEER-04-0007*, State University of New York at Buffalo, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, 2004, p. 327.

[28] P. Uriz and M. S. A., "Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures," in *Pacific Earthquake Engineering Research Center Report No. PEER 2008/08*, Berkeley , Universidad de California, 2008, p. 401.

[29] Z. Liu and S. C. Goel, "Cyclic Load Behavior of Concrete-Filled Tubular Braces," *Journal of Structural Engineering,* vol. 114, no. 7, pp. 1488-1506, 1988.

[30] B. V. Fell, A. M. Kanvinde, G. G. Deierlein and A. T. Myers, "Experimental Investigation of Inelastic Cyclic Buckling and Fracture of Steel Braces," *Journal of Structural Engineering,* vol. 135, no. 1, pp. 19-32, 2009.

[31] K. Lee and M. Bruneau, "Energy Dissipation of Compression Members in Concentrically Braced Frames: Review of Experimental Data," *Journal of Structural Engineering,* vol. 131, no. 4, pp. 552-559, 2005.

[32] G. A. MacRae, "The Development and Use of the Continuous Column Concept," in *Joint Proceedings of the 7th International Conference on Urban Earthquake Engineering (7CUEE) & 5th International Conference on Earthquake Engineering (5ICEE)*, Tokyo, 2010.

[33] R. Tremblay, "Achieving a Stable Inelastic Seismic Response for Multi-Story Concentrically Braced Steel Frames," *Engineering Journal,* vol. 40, no. 2, pp. 111-129, 2003.

[34] R. Tremblay, M. Archambault and A. Filiatrault, "Seismic Response of Concentrically Braced Steel Frames Made with Rectangular Hollow Bracing Members," *Journal of Structural Engineering,* vol. 129, no. 12, pp. 1626-1636, 2003.

[35] A. A. El-Tayem and S. C. Goel, "Effective Length Factor for the Design of X-bracing Systems," *Engineering Journal, American Institute of Steel Construction,* vol. 23, no. 1, pp. 41-45, 1986.

[36] M. Nakashima and M. Wakabayashi, "Analysis and design of steel braces and braced frames in building structures," in *Stability and ductility of steel structures under cyclic loading*, Fukumoto, CRC Press, 1992, pp. 309-321.

[37] J. Moon, K.-Y. Yoon, T.-S. Han and H.-E. Lee, "Out-of-plane buckling and design of X-bracing systems with discontinuous diagonals," *Journal of Constructional Steel Research,* vol. 64, no. 3, p. 285–294, 2008.

[38] A. Astaneh-Asl and S. C. Goel, "Cyclic In-Plane Buckling of Double Angle Bracing," *Journal of Structural Engineering,* vol. 110, no. 9, pp. 2036-2055, 1984.

[39] K. C. Tsai and P. C. Hsiao, "Pseudo-Dynamic Test of a Full-Scale CFT/BRB Frame-Part II: Seismic Performance of Buckling Restrained Braces and Connections," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics,* vol. 37, no. 7, pp. 1099-1115, 2008.

[40] I. F. Khatib, S. A. Mahin and K. S. Pister, "Seismic Behavior of Concentrically Braced Steel Frames," in *Earthquake Engineering Research Center (Report No. UCB/EERC-88/01)*, Berkeley, University of California, 1988, pp. 45-59.

[41] R. Tremblay and N. Robert, "Seismic performance of low- and medium-rise chevron braced steel frames," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 28, no. 4, pp. 699-714, 2001.

[42] P. W. Richards, "Seismic Column Demands in Ductile Braced Frames," *Journal of Structural Engineering*, vol. 135, no. 1, pp. 33-41, 2009.

[43] J. D. Newell and C.-M. Uang, "Cyclic Behavior of Steel Wide-Flange Columns Subjected to Large Drift," *Journal Of Structural Engineering*, vol. 134, no. 8, pp. 1334-1342, 2008.

[44] F. Naeim, The Seismic Design Handbook, Amsterdam: Kluwer Academic Publishers, 2001.

[45] A. Astaneh-Asl, Cyclic Behavior of Double Angle Bracing Members with End Gusset Plates, Ann Arbor: Department of Civil Engineering, University of Michigan., 1982.

[46] D. Lehman, E. Lumpkin, P. C. Hsiao, C. Roeder, K. C. Tsai, A. C. Wu and W. C. Y. , "Cyclic Response Of Three-Story, Full-Scale Concentrically Braced Frames," in *Proceedings of 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Toronto, 2010.

[47] J. P. Kiland and R. and Sabelli, IBC Structural/Seismic Design Manual Volume 3: Building Design Examples for Steel and Concrete, Washington, D.C.: International Code Council, 2006.

[48] M. Bruneau, C.-M. Uang and R. Sabelli, Ductile Design of Steel Structures, New York: McGraw-Hill, 2011.

[49] C. Shuhaibar, W. A. Lopez and R. Sabelli, "Buckling-Restrained Braced Frames," *Proceedings, ATC-17-2, Seminar on Response Modification Technologies for Performance-Based Seismic Design, ATC and MCEER*, pp. 321-328, 2002.

[50] C. Uang, M. Nakashima and T. K., "Research and Application of Buckling Restrained," *Steel Structures*, no. 4, pp. 301-313, 2004.

[51] R. Sabelli and W. López, "AISC," 2015. [Online]. Available: https://www.aisc.org/globalassets/aisc/awards/tr-higgins/past-winners/buckling-restrained-braced-frames.pdf. [Accessed Enero 2021].

[52] P. Uriz and M. Stephen, "Seismic Performance Assessment of Concentrically Braced Steel Frames," in *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, British Columbia, 2004.

[53] J. D. Newell, C.-M. Uang and G. Benzoni, "Subassemblage testing of CoreBrace buckling-restrained braces," University Of California, California, 2006.

[54] A. Watanabe, Y. Hitomi, E. Saeki, A. Wada and M. Fujimoto, "Properties of Brace Encased in Buckling-Restraining Concrete and Steel Tube," in *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Kyoto, Japan Association for Earthquake Disaster Prevention, 1988, pp. 719-724.

[55] M. Wakabayashi, T. Nakamura, A. Kashibara, T. Morizono and H. Yokoyama, "Experimental study of elasto-plastic properties of precast concrete wall panels with built-in insulating braces," *Structural Engineering*, vol. I, no. 10, pp. 1041-1044, 1973.

[56] M. K. T. a. W. A. Iwata, "Buckling-restrained braces as hysteretic dampers," in *International conference; 3rd, Behaviour of steel structures in seismic areas*, Montreal, 2000.

[57] R. Matsui, T. Takeuchi, J. F. Hajjar, K. Nishimoto and I. Aiken, "Local Buckling-restraint Condition for Core Plates in Buckling-Restrained Braces," in *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, 2008.

[58] K. C. Tsai, Y. C. Hwang, C. S. Weng, T. Shirai and H. Nakamura, "Experimental Tests of Large Scale Buckling Restrained Braces and Frames," in *Proceedings, Passive Control Symposium*, Tokyo, 2002.

[59] I. Aiken, S. Maun and P. Uriz, "Large-Scale Testing of Buckling-Restrained Braced Frames," Tokyo Institute of Technology, Yokohama, Japan, 2002.

[60] L. A. Fahnestock, J. M. Ricles and R. Sause, "Experimental Evaluation of a Large-Scale

Buckling-Restrained Braced Frame," *Journal of Structural Engineering,* vol. 133, no. 9, pp. 1205-1214, 2007.

[61] S. Kiggins and C.-M. Uang, "Reducing residual drift of buckling-restrained braced frames as a dual system," *Engineering Structures,* vol. 28, no. 11, pp. 1525-1532, 2006.

[62] R. Tremblay, B. M. Ftima and R. Sabelli, "An Innovative Bracing Configuration for Improved Seismic Response," in *Proceedings of Recent Advances and New Trends in Structural Design International Colloquium*, Timisoara, Romania, 2004, pp. 419-430.

[63] H. Soto, "Criterios de Estructuración de Edificios," Alacero, Morelia, 2006.

[64] R. Sampieri, C. Fernández and P. Baptista, "Metodología de la investigación," Mc Graw Hill Education, México D.F, 2014.

[65] American Society Of Civil Engineers , "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures," ASCE, Virginia, 2017.

[66] American Institute of Steel Construction, Steel Construction Manual, Chicago: AISC, 2017.

[67] American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings, Chicago: AISC, 2017.

[68] American Institute of Steel Construction, "Hollow Structural Section Connections," in *Steel Design Guide*, Chicago, AISC, 2010, pp. 1-10.

[69] American Institute of Steel Construction, Vertical Bracing Conections - Analysis and Design, Chicago: AISC, 2014.

[70] American Institute of Steel Construction, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, Chicago: AISC, 2018.

[71] American Institute of Steel Construction, Base Plate and Anchor Rod design, Chicago: AISC, 2006.

[72] H. Cotler, E. Sotelo, J. Dominguez, M. Zorrilla, S. Cortina, Quiñones and Leticia, "La conservación de suelos: un asunto de interés público," *Gaceta Ecológica,* no. 83, pp. 5-71, 2007.

[73] H. Soto Rodriguez, "¿Cuándo conviene construir con acero?," *Revista Mexicana de la Construcción,* vol. II, no. 1, pp. 30-35, 2018.

[74] O. Ortiz, "Diseño del sistema sismoresistente de una estructura utilizando pórticos con riostras de pandeo restringido," Universidad de Cuenca, Cuenca, 2018.

[75] J. McCormac and S. Csernak, Diseño de estructuras de acero.

[76] M. Azeem, "Connections and Brancings," Caltech, California, 2015.

[77] P. Hernández, "¿Qué son los Arriostres de Pandeo Restringido BRBF?," e-Zigurat, 20 Enero 2019. [Online]. Available: https://www.e-zigurat.com/blog/es/que-son-los-arriostres-de-pandeo-restringido-brbf/. [Accessed 20 Junio 2020].

[78] Earthquake Engineering Research Institute, "The Northridge Earthquake, January 17, 1994," EERI, California, 1998.

[79] C. y. S. Ministerio de Vivienda, Reglamento Nacional de Edificaciones, Lima: Megabyte S.A.C, 2020.

[80] H. Soto Rodríguez, "Conexiones," Alacero, Morelia, 2005.

[81] O. Ricardo, "Diseño Sismorresistente de Edificaciones de Concreto Armado," Oviedo Ingeniería EIRL, Lima, 2019.

[82] G. Palazzo and F. Javier, "Consideraciones numérico-experimentales para el diseño de barras de pandeo restringido," in *Quinta Reunión Latinoamericana de Usuarios ABAQUS*, Córdova, 2007.

[83] G. Palazzo, A. López and F. Javier, "A low-tech dissipative buckling restrained brace. Design, analysis, production and testing," *Engineering Structures,* vol. 31, no. 9, pp. 2152-2161, 2009.

[84] B. V. Fell, A. M. Kanvinde, A.M.ASCE, G. G. Deierlein, F.ASCE and A. T. Myers, "Experimental Investigation of Inelastic Cyclic Buckling and Fracture of Steel Braces," *Journal of Structural Engineering,* vol. 135, no. 1, pp. 19-32, 2009.

[85] A. M. Remennikov and W. R. Walpole, "Analytical Prediction of Seismic Behaviour for

Concentrically-Braced Steel Systems," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics,* vol. 26, no. 2, pp. 859-874, 1997.

[86] F. Escobedo, J. Espinoza, R. Herrera and J. Beltrán, "Experimental Evaluation of a Buckling Restrained Braced using a Non-Traditional Material," in *16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017,* Santiago de Chile, 2017.

Anexos

Hojas de Cálculo

DISEÑO DE COLUMNA CONSIDERANDO ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN

DATOS GENERALES

COLUMNAS: W18x65

$E := 29000\ \textbf{\textit{ksi}}$

$L_y := 5\ \textbf{\textit{m}}$	Longitud de Columna
$L_v := 7.4\ \textbf{\textit{m}}$	Longitud de Viga
$r_x := 7.49\ \textbf{\textit{in}}$	Radio de giro de Columna en eje X
$r_y := 1.69\ \textbf{\textit{in}}$	Radio de giro de Columna en eje Y
$I_c := 1070\ \textbf{\textit{in}}^4$	Inercia de Columna en eje a analizar
$I_v := 375\ \textbf{\textit{in}}^4$	Inercia de Viga **VIGA: W16x31**
$I_{v2} := 301\ \textbf{\textit{in}}^4$	Inercia de Viga **VIGA: W16x26**
$\alpha := 1$	LRFD

CARGAS AMPLIFICADAS

$P_{nt} := 79.72\ \textbf{\textit{tonnef}}$	Carga amplificada de gravedad	$M_{nt_sup} := 0.1\ \textbf{\textit{tonnef}} \cdot \textbf{\textit{m}}$
$M_{nt} := 0.75\ \textbf{\textit{tonnef}} \cdot \textbf{\textit{m}}$	Momento amplificado de gravedad	$M_{nt_inf} := 0.74\ \textbf{\textit{tonnef}} \cdot \textbf{\textit{m}}$
$P_{lt} := 181.46\ \textbf{\textit{tonnef}}$	Carga amplificada de fuerzas laterales	
$M_{lt} := 1.08\ \textbf{\textit{tonnef}} \cdot \textbf{\textit{m}}$	Momento amplificado de fuerzas laterales	
$P_{piso} := 4330.21\ \textbf{\textit{tonnef}}$	Carga vertical total soportada por el piso empleando las combinaciones de carga LRFD, según corresponda, incluyendo las cargas en las columnas que no sean parte del sistema resistente a cargas laterales.	
$H := 154.74\ \textbf{\textit{tonnef}}$	Esfuerzo de corte de piso, en la dirección de traslación considerada, debido a las cargas laterales empleadas en el cálculo de ΔH	
$L := 5\ \textbf{\textit{m}}$	Altura de entrepiso	
$P_{mf} := 0\ \textbf{\textit{tonnef}}$	Carga vertical total en las columnas en el piso que sean parte de marcos rígidos, si existiera alguno, en la dirección considerada (= 0 para sistemas de marco arriostrado)	
$\Delta H := 0.0043\ \textbf{\textit{mm}}$	Deriva de entrepiso en la dirección de traslación considerada debido a cargas laterales	

$R_M := 1$ Para pórticos que incluyan pórticos de momento $R_M = 0.85$ y $R_M = 1$ si no hay pórticos de momento en dicho nivel

$P_{e_piso} := R_M \cdot \frac{H \cdot L}{\Delta H}$ Resistencia a pandeo elástico del entrepiso, en la dirección de traslación considerada

$B_2 := \frac{1}{1 - \frac{\alpha \cdot P_{piso}}{P_{e_piso}}} = 1$ Amplificador debido a Efecto P-?

$C_m := 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_{nt_inf}}{M_{nt_sup}} \right) = -2.36$ Factor de momento uniforme equivalente, el que asume que no hay desplazamiento relativo en los extremos del miembro.

$C_m := 1$ Se asume valor 1 porque Cm es menor a 1

$B_1 := \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha \cdot P_{piso}}{P_{e_piso}}} = 1$ Amplificador debido a Efecto $P - \delta$

$P_r := B_1 \cdot P_{nt} + B_2 \cdot P_{lt} = 261.186$ ***tonnef*** Carga Axial Amplificada

$M_r := B_1 \cdot M_{nt} + B_2 \cdot M_{lt} = 1.83$ ***tonnef · m*** Momento Amplificado

DISEÑO

TABLE 12.12.1 Average Values of the p, b_x and b_y Coefficients × 1000*

	Effective length KL (ft) with least radius of gyration or unbraced length L_b for x-axis bending														
	8		10		12		14		16		18		20		
	p	b_x	p	b_x	p	b_x	p	b_x	p	b_x	p	b_x	p	b_x	b_y
W40	0.19	0.20	0.19	0.20	0.20	0.20	0.21	0.21	0.22	0.21	0.23	0.22	0.24	0.23	1.10
W36	0.20	0.21	0.20	0.21	0.21	0.22	0.22	0.23	0.23	0.23	0.24	0.24	0.26	0.25	1.10
W33	0.22	0.26	0.22	0.26	0.23	0.27	0.24	0.28	0.25	0.29	0.26	0.30	0.28	0.31	1.20
W30	0.25	0.37	0.26	0.38	0.27	0.39	0.28	0.41	0.29	0.43	0.31	0.45	0.33	0.40	1.70
W27	0.29	0.41	0.30	0.42	0.31	0.43	0.33	0.44	0.35	0.46	0.37	0.48	0.40	0.41	1.90
W24	0.37	0.67	0.38	0.70	0.40	0.73	0.42	0.62	0.45	0.65	0.49	0.62	0.53	0.49	2.80
W21	0.48	0.96	0.51	1.01	0.54	1.08	0.59	0.82	0.64	0.86	0.72	0.67	0.81	0.56	3.80
W18	0.69	1.40	0.74	1.48	0.81	1.42	0.91	1.22	1.03	1.18	1.20	0.83	1.40	0.86	4.70
W16	1.22	3.07	1.34	3.32	1.51	2.74	1.74	2.93	2.06	1.98	2.46	1.76	2.92	1.83	10.80
W14	0.61	1.74	0.64	1.60	0.68	1.47	0.74	1.37	0.81	1.13	0.90	1.17	1.02	0.98	3.50
W12	0.94	2.54	1.00	2.27	1.08	2.37	1.19	2.22	1.32	1.85	1.50	1.92	1.73	1.80	7.0
W10	2.57	5.99	3.20	4.72	4.03	4.99	5.10	4.13	6.38	3.82	7.88	3.95	9.60	3.66	13.50
W8	5.20	11.18	7.04	8.68	9.44	9.20	12.43	7.47	15.99	7.80	20.09	7.25	24.76	6.72	21.80
W6	10.27	27.28	14.69	24.60	20.46	22.17	27.53	21.38	35.94	18.34	45.49	16.43	56.16	17.28	47.80
W5	7.02	24.34	8.87	25.48	11.79	26.74	16.05	28.12	20.96	29.66	26.53	27.51	32.75	29.0	48.10
W4	12.05	42.04	17.62	44.29	25.38	46.80	34.54	49.62	45.11	52.79	57.09		70.49		83.20

*Units; p in kips^{-1}; b_x and b_y in ft-kips^{-1}

Reference: Salmon, Johnson, and Malhas (2009)

Cálculo de Efectos de Segundo Orden:

$p_{avg} := 1.03 \cdot 10^{-3}\ \boldsymbol{kip}^{-1}$ Dato extraído de la tabla 12.12.1 de Salmon para $K := 1$ $K \cdot L_y = 16.404\ \boldsymbol{ft}$

$$b_{xreq'd} := \frac{1 - p_{avg} \cdot P_r}{M_r} = \left(3.074 \cdot 10^{-2}\right)\ \left(\boldsymbol{kip \cdot ft}\right)^{-1}$$

Se extraen datos de la tabla 6.1, (Manual Steel Construction 14 ed.) para perfil W18x65 $K := 1$ Arriostrado en la dirección Y

W18

Table 6-1 (continued)
Combined Flexure and Axial Force
W-Shapes

F_y = 50 ksi

Shape		W18×											
		76[c]				71				65			
Design		$p \times 10^3$ (kips)$^{-1}$		$b_x \times 10^3$ (kip-ft)$^{-1}$		$p \times 10^3$ (kips)$^{-1}$		$b_x \times 10^3$ (kip-ft)$^{-1}$		$p \times 10^3$ (kips)$^{-1}$		$b_x \times 10^3$ (kip-ft)$^{-1}$	
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Effective length, KL (ft), with respect to least radius of gyration, r_y, or Unbraced Length, L_b (ft), for X-X axis bending	0	1.52	1.01	2.19	1.45	1.60	1.06	2.44	1.62	1.75	1.16	2.68	1.78
	6	1.59	1.06	2.19	1.45	1.82	1.21	2.44	1.62	2.00	1.33	2.68	1.78
	7	1.62	1.08	2.19	1.45	1.91	1.27	2.51	1.67	2.09	1.39	2.76	1.84
	8	1.66	1.10	2.19	1.45	2.02	1.34	2.59	1.72	2.21	1.47	2.85	1.90
	9	1.70	1.13	2.19	1.45	2.15	1.43	2.67	1.78	2.36	1.57	2.95	1.96
	10	1.75	1.16	2.22	1.48	2.30	1.53	2.76	1.83	2.53	1.68	3.05	2.03
	11	1.81	1.20	2.27	1.51	2.48	1.65	2.85	1.90	2.73	1.82	3.15	2.10
	12	1.87	1.24	2.32	1.54	2.70	1.80	2.95	1.96	2.97	1.98	3.27	2.18
	13	1.94	1.29	2.37	1.58	2.96	1.97	3.05	2.03	3.26	2.17	3.39	2.26
	14	2.03	1.35	2.43	1.62	3.26	2.17	3.17	2.11	3.60	2.40	3.53	2.35
	15	2.12	1.41	2.49	1.65	3.63	2.41	3.29	2.19	4.01	2.67	3.67	2.44
	16	2.22	1.48	2.55	1.69	4.06	2.70	3.42	2.28	4.50	2.99	3.83	2.55
	17	2.34	1.56	2.61	1.74	4.58	3.05	3.57	2.37	5.08	3.38	4.00	2.66
	18	2.47	1.64	2.68	1.78	5.14	3.42	3.72	2.48	5.69	3.79	4.19	2.79
	19	2.62	1.74	2.75	1.83	5.73	3.81	3.89	2.59	6.34	4.22	4.43	2.95
	20	2.78	1.85	2.82	1.88	6.34	4.22	4.12	2.74	7.02	4.67	4.76	3.17
	22	3.16	2.11	2.98	1.98	7.68	5.11	4.69	3.12	8.50	5.66	5.44	3.62
	24	3.65	2.43	3.16	2.10	9.14	6.08	5.25	3.50	10.1	6.73	6.11	4.07
	26	4.26	2.84	3.36	2.24	10.7	7.13	5.82	3.87	11.9	7.90	6.79	4.51
	28	4.94	3.29	3.67	2.44	12.4	8.27	6.38	4.25	13.8	9.16	7.46	4.96
	30	5.68	3.78	4.06	2.70								
	32	6.46	4.30	4.45	2.96								
	34	7.29	4.85	4.85	3.22								
	36	8.17	5.44	5.24	3.49								
	38	9.11	6.06	5.64	3.75								
	40	10.1	6.71	6.04	4.02								
Other Constants and Properties													
$b_y \times 10^3$, (kip-ft)$^{-1}$		8.44		5.62		14.4		9.60		15.8		10.5	
$t_y \times 10^3$, (kips)$^{-1}$		1.50		0.997		1.60		1.06		1.75		1.16	
$t_r \times 10^3$, (kips)$^{-1}$		1.84		1.23		1.96		1.31		2.15		1.43	
r_x/r_y		2.96				4.41				4.43			
r_y, in.		2.61				1.70				1.69			

[c] Shape is slender for compression with F_y = 50 ksi.
Note: Heavy line indicates KL/r_y equal to or greater than 200.

Para: $K \cdot L_y = 16.404\ \boldsymbol{ft}$ $\quad L_c := L_y \quad L_x := L_v$

$p := 2.99 \cdot 10^{-3}\ \boldsymbol{kip}^{-1}$ $\quad b_x := 2.55 \cdot 10^{-3}\ (\boldsymbol{kip} \cdot \boldsymbol{ft})^{-1}$

Para : $L_b := 16.404\ \boldsymbol{ft}$ y $C_b := 1$ $\quad b_{x_lb} := 2.55 \cdot 10^{-3}\ (\boldsymbol{kip} \cdot \boldsymbol{ft})^{-1}$ Obtenido de tabla

$K_y := 1$ $\quad K \cdot L_y = 16.404\ \boldsymbol{ft}$

a) Análisis en eje X:

$$G = \frac{\Sigma\left(\frac{I_c}{L_c}\right)}{\Sigma\left(\frac{I_v}{L_v}\right)}$$

$$G_{sup} := \frac{\left(\frac{I_c}{L_c}\right)}{\left(\frac{I_v}{L_v}\right)} = 4.223 \qquad G_{inf} := \frac{2 \cdot \left(\frac{I_c}{L_c}\right)}{\left(\frac{I_v}{L_v}\right)} = 8.446$$

$G_{inf} := 1$ Empotrado

$$K_x := \sqrt{\frac{1.6 \cdot (G_{sup} \cdot G_{inf}) + 4 \cdot (G_{sup} + G_{inf}) + 7.5}{G_{sup} + G_{inf} + 7.5}} = 1.662$$

$K_x \cdot L_x = 40.353\ \boldsymbol{ft}$ Longitud efectiva del elemento.

$$KL_{yeq} := \frac{K_x \cdot L_x}{\left(\frac{r_x}{r_y}\right)} = 9.105\ \boldsymbol{ft}$$

if $(KL_{yeq} < K \cdot L_y, \text{“Controla Eje Y”}, \text{“Controla Eje X”}) = \text{“Controla Eje Y”}$

$p = (2.99 \cdot 10^{-3})\ kip^{-1}$

$\phi P_n := \frac{1}{p} = 151.703\ \boldsymbol{tonnef}$

$L_b := L_y = 16.404\ \boldsymbol{ft}$

$$C_b = \frac{12.5\ M_{max}}{2.5\ M_{max} + 3\ M_A + 4\ M_B + 3\ M_C} \leq 3$$

$M_{max} := M_r = 1.83\ \boldsymbol{tonnef} \cdot \boldsymbol{m}$

M_A: Momento a 1/4 de la longitud del tramo (Valor absoluto)

M_B: Momento a 1/2 de la longitud del tramo (Valor absoluto)

M_C: Momento a 3/4 de la longitud del tramo (Valor absoluto)

$M_A := \frac{1}{4} \cdot M_r = 0.458$ ***tonnef*** $\cdot$ ***m***

$M_B := \frac{1}{2} \cdot M_r = 0.915$ ***tonnef*** $\cdot$ ***m***

$M_C := \frac{3}{4} \cdot M_r = 1.373$ ***tonnef*** $\cdot$ ***m***

M_{max} : Momento máximo del tramo (Valor absoluto)

$$C_b := \frac{12.5\ M_{max}}{2.5\ M_{max} + 3\ M_A + 4\ M_B + 3\ M_C} = 1.667$$

$$b_{xmod} := \frac{b_x}{C_b} = \left(1.53 \cdot 10^{-3}\right)\ (kip \cdot ft)^{-1}$$

$$\textbf{if}\left(b_{xmod} < b_{x_lb}, b_{x_lb}, b_{xmod}\right) = \left(2.55 \cdot 10^{-3}\right)\ (kip \cdot ft)^{-1}$$

$$b_{xmod} := b_{x_lb} = \left(2.55 \cdot 10^{-3}\right)\ (kip \cdot ft)^{-1}$$

$$\phi M_{nx} := \frac{8}{9} \cdot \frac{1}{b_{xmod}} = 48.193\ \textbf{tonnef} \cdot \textbf{m}$$

Evaluación de fórmulas de iteración:

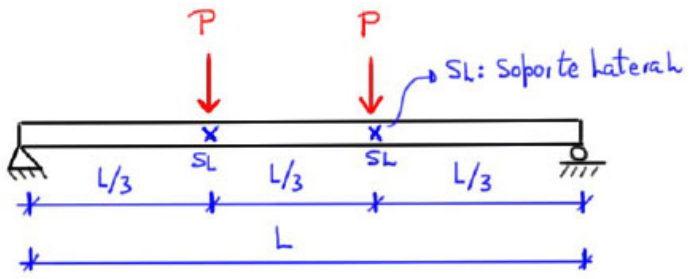
$$p \cdot P_r = 1.722$$

$$\frac{p \cdot P_r}{2} + \frac{9}{8}\ b_{xmod} \cdot M_r \leq 1$$

$$\frac{p \cdot P_r}{2} + \frac{9}{8}\ b_{xmod} \cdot M_r = 0.899$$

El resultado de la fórmula de iteración debe ser menor a la unidad para establecer que el perfil utilizado para las columnas cumple con los requisitos de diseño.

DISEÑO DE VIGUETA



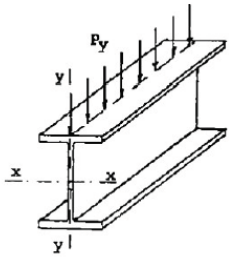
Datos generales Perfil a utilizar: W10x19

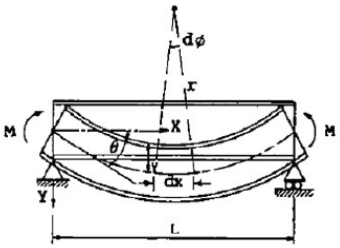
$E := 200000\ \boldsymbol{MPa}$ $F_{yb} := 345\ \boldsymbol{MPa}$ $R_y := 1.5$ Factor de sobre-resistencia de la viga

$L_v := 4.6\ \boldsymbol{m}$ Longitud de viga

$L_b := 0\ \boldsymbol{m}$ Longitud arriostrada de viga

Diseño a flexión





Revisión del Pandeo Local

Se revisa la esbeltez de las alas y el alma de la viga a fin de determinar si la sección es compacta y por ende la viga puede desarrollar su momento plástico

$b_{fb} := 4.02\ \boldsymbol{in}$ $h_b := 8.375\ \boldsymbol{in}$ $d_b := 10.20\ \boldsymbol{in}$

$t_{fb} := 0.395\ \boldsymbol{in}$ $t_{wb} := 0.250\ \boldsymbol{in}$ $r_{yb} := 0.81\ \boldsymbol{in}$

a) Para las alas, se tiene: $\dfrac{b_f}{2\ t_f} \le 0.32 \cdot \sqrt{\dfrac{E}{R_y \cdot F_{yb}}}$

$$\lambda_{ala} := \frac{b_{fb}}{2\ t_{fb}} = 5.089 \qquad \text{Esbeltez del ala de la viga}$$

$$\lambda_{ala_max} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_{yb}}} = 6.291$$

$$\textbf{if}\left(\lambda_{ala} \le \lambda_{ala_max}, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Ok”}$$

b) Para el alma, se tiene: $\frac{h}{t_w} \leq 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_{yb}}}$

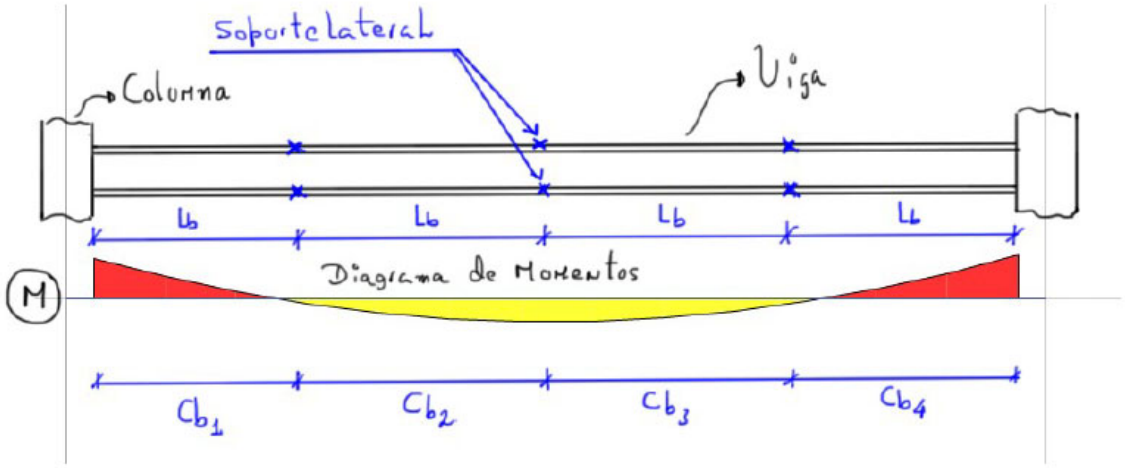
$\lambda_{alma} := \frac{h_b}{t_{wb}} = 33.5$ Esbeltez del alma de la viga

$\lambda_{alma_max} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_{yb}}} = 50.523$ Esbeltez máxima del alma de la viga

$\textbf{if}\left(\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma_max}, \text{“Ok”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Ok”}$

Definición de Cb

En general, es necesario definir el coeficiente de flexión Cb para cada tramo de la viga entre soportes laterales



El valor de Cb se determina en función al diagrama de momentos, lo que permite definir la capacidad de la viga precisamente para cada tramo y con ello revisar respecto al momento último debido al análisis.

$$C_b = \frac{12.5\ M_{max}}{2.5\ M_{max} + 3\ M_A + 4\ M_B + 3\ M_C} \leq 3$$

M_A: Momento a 1/4 de la longitud del tramo (Valor absoluto)

M_B: Momento a 1/2 de la longitud del tramo (Valor absoluto)

M_C: Momento a 3/4 de la longitud del tramo (Valor absoluto)

M_{max} : Momento máximo del tramo (Valor absoluto)

A continuación se presenta el diagrama de momentos de la viga ante las cargas aplicadas a fin de obtener el momento máximo y definir el valor de Cb para cada tramo

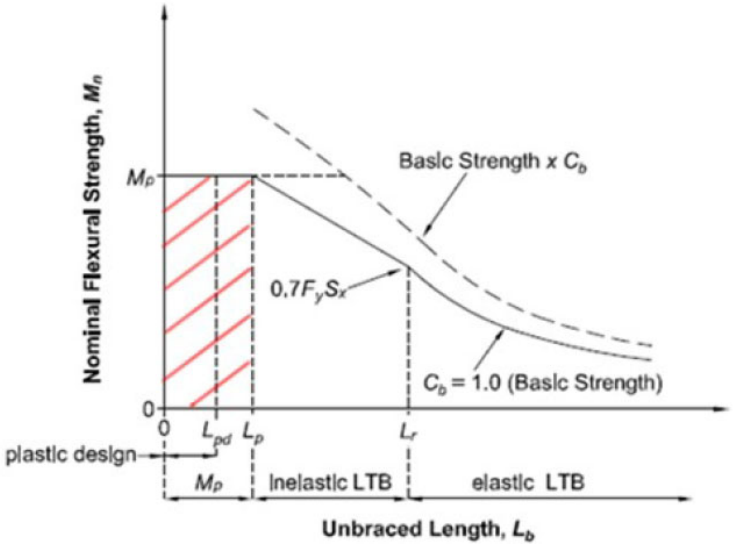
$M_{u_b} := 4.14\ \textbf{\textit{tonnef}} \cdot \textbf{\textit{m}}$ Momento Último

$M_{max} := M_{u_b} = 4.14\ tonnef \cdot m$ Momento máximo del tramo

En este tramo al tener un diagrama de momentos constante el valor de Cb es igual a la unidad

$C_b := 1$

Resistencia a Flexión de Perfiles Compactos



a) Cálculo de longitudes características

$L_p := 1.76 \cdot r_{yb} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 0.872\ \textbf{\textit{m}}$ Longitud límite de comportamiento plástico

$c := 1$ Para perfiles W

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico

$r_{ts} := 1.06\ \textbf{\textit{in}}$ $h_{ob} := 9.81\ \textbf{\textit{in}}$

$J_b := 0.233\ \textbf{\textit{in}}^4$ $Z_{xb} := 21.6\ \textbf{\textit{in}}^3$

$S_{xb} := 18.8\ \textbf{\textit{in}}^3$ $A_b := 5.62\ \textbf{\textit{in}}^2$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yb}} \cdot \sqrt{\frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}} + \sqrt{\left(\frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.70 \cdot \frac{F_{yb}}{E}\right)^2}} = 2.964\ \textbf{\textit{m}}$$

b) Cálculo de Momento Plástico y Tensión Crítica

$M_p := Z_{xb} \cdot F_{yb} = 12.452$ ***tonnef · m***

$M_r := 0.7 \cdot S_{xb} \cdot F_{yb} = 7.587$ ***tonnef · m***

$$F_{cr} = C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

Tensión Crítica debido al pandeo lateral torsional

Luego, en función a la longitud no arriostrada se define el comportamiento y capacidad de la viga a flexión

si: $L_b \leq L_p$ $M_{n1} := M_p = 12.452$ ***tonnef · m***

Finalmente, se obtiene la resistencia nominal a la flexión:

$M_n := M_p = 12.452$ ***tonnef · m*** Resistencia nominal a flexión

$\phi := 0.90$

$\phi \cdot M_n = 11.207$ ***tonnef · m***

Relación Demanda/Capacidad

$$\frac{M_{u_b}}{\phi \cdot M_n} = 0.369 \qquad \text{if}\left(\frac{M_{u_b}}{\phi \cdot M_n} \leq 1\text{, “Ok”, “No Cumple”}\right) = \text{“Ok”}$$

Diseño por Corte

$V_u := 3.72$ ***tonnef*** Corte último del análisis $h_b = 8.375$ ***in***

$A_b = 5.62$ ***in***^{2} Área del alma de la viga $K_v := 5$ Perfiles Doble T

Luego, se plantea obtener el valor de Cv. Para ello es necesario revisar la esbeltez del alma $\lambda_{alma} = 33.5$

$$C_v := \text{if}\left(\lambda_{alma} \leq 1.10 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_{yb}}}\text{, 1, } 1.10 \cdot \frac{\sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_{yb}}}}{\lambda_{alma}}\right) = 1$$

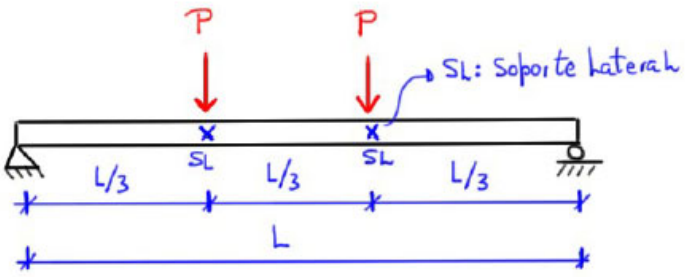
$\phi_d := 1$ $V_t := 0.6 \cdot C_v \cdot t_{wb} \cdot d_b \cdot F_{yb} = 34.726$ ***tonnef***

$\phi_d \cdot V_t = 34.726$ ***tonnef*** Resistencia nominal por corte

$\frac{V_u}{\phi_d \cdot V_t} = 0.107$ Relación Demanda/Capacidad

$$\text{if}\left(\frac{V_u}{\phi_d \cdot V_t}, \text{“Ok”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Ok”}$$

DISEÑO DE VIGA DIRECCIÓN X-X

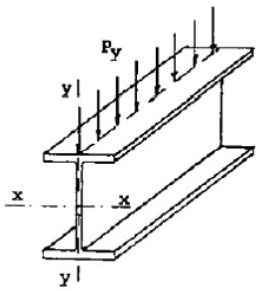


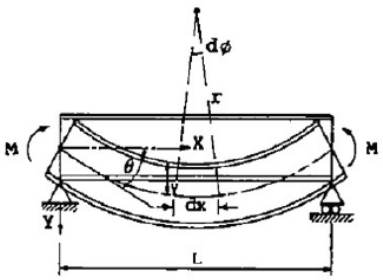
Datos generales

$L_v := 7.4$ ***m*** Longitud de viga

$L_b := \frac{L_v}{4} = 1.85$ ***m*** Longitud arriostrada de viga

Diseño a flexión





Revisión del Pandeo Local

Se revisa la esbeltez de las alas y el alma de la viga a fin de determinar si la sección es compacta y por ende la viga puede desarrollar su momento plástico

PERFIL SELECCIONADO: W16x31

$b_{fb} := 5.53$ ***in*** $d_b := 15.9$ ***in*** $r_{yb} := 1.17$ ***in***

$t_{fb} := 0.44$ ***in*** $t_{wb} := 0.275$ ***in***

a) Para las alas, se tiene: $\frac{b_f}{2\ t_f} \le 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_{yb}}}$

$\lambda_{ala} := \frac{b_{fb}}{2\ t_{fb}} = 6.284$ Esbeltez del ala de la viga

$\lambda_{ala_max} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_{yb}}} = 6.291$ Esbeltez máxima del ala de la viga

$$\text{if}\left(\lambda_{ala} \le \lambda_{ala_max}, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Ok”}$$

b) Para el alma, se tiene: $\frac{h}{t_w} \le 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_{yb}}}$

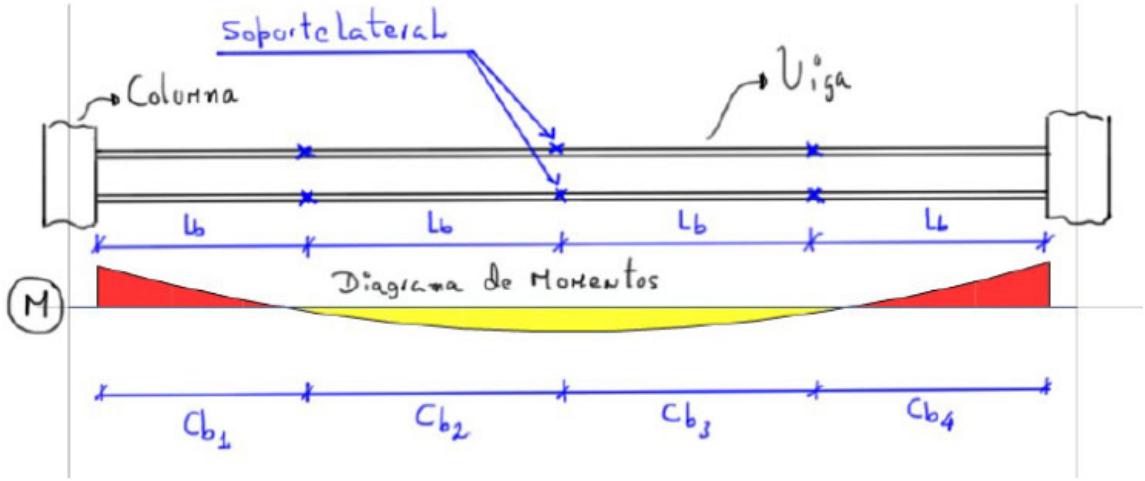
$\lambda_{alma} := \frac{h_b}{t_{wb}} = 30.455$ Esbeltez del alma de la viga

$\lambda_{alma_max} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_{yb}}} = 50.523$ Esbeltez máxima del alma de la viga

$$\text{if}\left(\lambda_{alma} \le \lambda_{alma_max}, \text{“Ok”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Ok”}$$

Definición de Cb

En general, es necesario definir el coeficiente de flexión Cb para cada tramo de la viga entre soportes laterales



El valor de Cb se determina en función al diagrama de momentos, lo que permite definir la capacidad de la viga precisamente para cada tramo y con ello revisar respecto al momento último debido al análisis.

$$C_b = \frac{12.5\ M_{max}}{2.5\ M_{max} + 3\ M_A + 4\ M_B + 3\ M_C} \leq 3$$

M_A: Momento a 1/4 de la longitud del tramo (Valor absoluto)

M_B: Momento a 1/2 de la longitud del tramo (Valor absoluto)

M_C: Momento a 3/4 de la longitud del tramo (Valor absoluto)

M_{max} : Momento máximo del tramo (Valor absoluto)

A continuación se presenta el diagrama de momentos de la viga ante las cargas aplicadas a fin de obtener el momento máximo y definir el valor de Cb para cada tramo

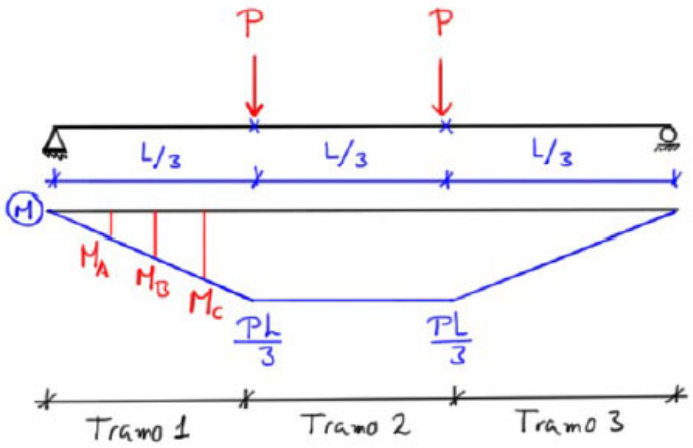


Imagen referencial

$M_{u_b} := 27.20\ \textbf{\textit{tonnef}} \cdot \textbf{\textit{m}}$ Momento Último

Análisis del Tramo 1 =Tramo 3

$M_{max} := M_{u_b} = 27.2\ tonnef \cdot m$ Momento máximo del tramo

$M_A := 20.03\ \textbf{\textit{tonnef}} \cdot \textbf{\textit{m}}$ Momento a 1/4 de la longitud del tramo 1

$M_B := 22.63\ \textbf{\textit{tonnef}} \cdot \textbf{\textit{m}}$ Momento a 1/2 de la longitud del tramo 1

$M_C := 25.97\ \textbf{\textit{tonnef}} \cdot \textbf{\textit{m}}$ Momento a 3/4 de la longitud del tramo 1

$$C_{b1} := min\left(\frac{12.5\ M_{max}}{2.5\ M_{max} + 3\ M_A + 4\ M_B + 3\ M_C}, 3\right) = 1.147$$

Análisis del Tramo 2:

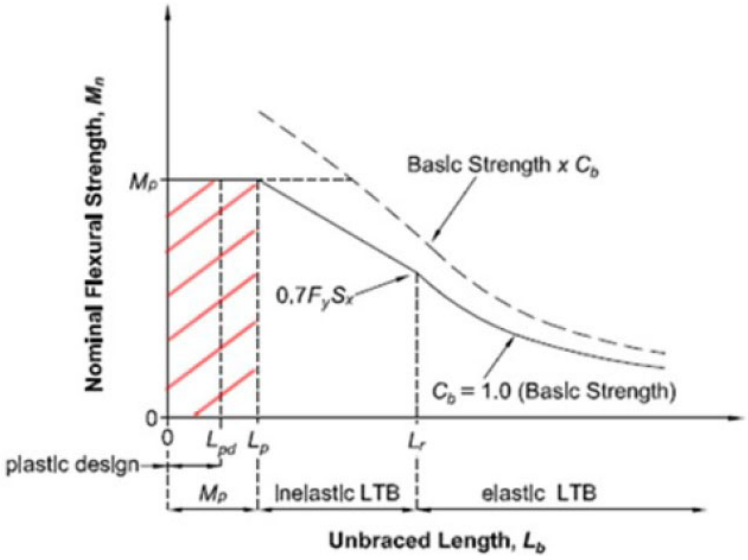
En este tramo al tener un diagrama de momentos constante el valor de Cb es igual a la unidad (1.00)

$C_{b2} := 1$

En este caso debido a que el momento máximo se da precisamente al final del tramo 1 que es el inicio del tramo 2, se toma el valor de Cb máximo para obtener la resistencia de la viga.

$C_b := \max\left(C_{b1}, C_{b2}\right) = 1.147$

Resistencia a Flexión de Perfiles Compactos



a) Cálculo de longitudes características

$L_p := 1.76 \cdot r_{yb} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 1.259\ \boldsymbol{m}$ Longitud límite de comportamiento plástico

$c := 1$ Para perfiles W

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico

$r_{ts} := 1.42\ \boldsymbol{in}$ $h_{ob} := 15.50\ \boldsymbol{in}$

$J_b := 0.461\ \boldsymbol{in}^4$ $Z_{xb} := 54\ \boldsymbol{in}^3$

$S_{xb} := 47.20\ \boldsymbol{in}^3$ $A_b := 91.3\ \boldsymbol{in}^2$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yb}} \cdot \sqrt{\frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}} + \sqrt{\left(\frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.70 \cdot \frac{F_{yb}}{E}\right)^2}} = 3.606\ \boldsymbol{m}$$

b) Cálculo de Momento Plástico y Tensión Crítica

$M_p := Z_{xb} \cdot F_{yb} = 31.131\ \boldsymbol{tonnef \cdot m}$

$M_r := 0.7 \cdot S_{xb} \cdot F_{yb} = 19.048$ ***tonnef·m***

$$F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 93226.765 \ \frac{\textbf{tonnef}}{\textbf{m}^2}$$

Tensión Crítica debido al pandeo lateral torsional

Luego, en función a la longitud no arriostrada se define el comportamiento y capacidad de la viga a flexión

Si: $L_b \le L_p$ $\quad M_{n1} := M_p = 31.131$ ***tonnef·m***

Si: $L_p \le L_b \le L_r$ $\quad M_{n2} := min\left(C_b \cdot \left(M_p - \left(M_p - 0.7 \cdot S_{xb} \cdot F_{yb}\right) \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right), M_p\right) = 31.131$ ***tonnef·m***

Si: $L_b > L_r$ $\quad M_{n3} := min\left(S_{xb} \cdot F_{cr}, M_p\right) = 31.131$ ***tonnef·m***

Finalmente, se obtiene la resistencia nominal a la flexión:

$M_n := min\left(M_{n1}, M_{n2}, M_{n3}\right) = 31.131$ ***tonnef·m*** Resistencia nominal a flexión

$\phi := 0.90$

$\phi \cdot M_n = 28.018$ ***tonnef·m***

Relación Demanda/Capacidad

$$\frac{M_{u_b}}{\phi \cdot M_n} = 0.971$$

$$\textbf{if}\left(\frac{M_{u_b}}{\phi \cdot M_n} \le 1, \text{“Ok”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Ok”}$$

Diseño por Corte

$V_u := 14.58$ ***tonnef*** Corte último del análisis $\quad h_b = 8.375$ ***in***

$A_b = 91.3$ ***in***^{2} Área del alma de la viga $\quad K_v := 5$ Perfiles Doble T

Luego, se plantea obtener el valor de Cv. Para ello es necesario revisar la esbeltez del alma $\lambda_{alma} = 30.455$

$$C_v := \textbf{if}\left(\lambda_{alma} \le 1.10 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_{yb}}}, 1, 1.10 \cdot \frac{\sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_{yb}}}}{\lambda_{alma}}\right) = 1$$

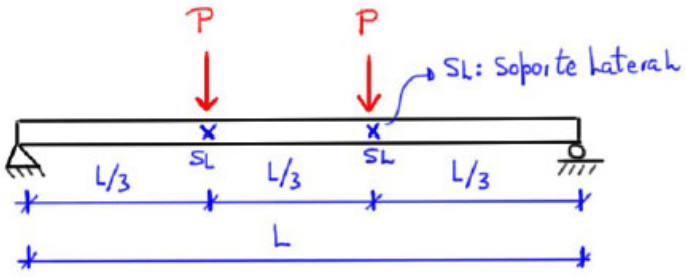
$\phi_d := 1$ $\quad V_t := 0.6 \cdot C_v \cdot t_{wb} \cdot d_b \cdot F_{yb} = 59.545$ ***tonnef***

$\phi_d \cdot V_t = 59.545$ ***tonnef*** Resistencia nominal por corte

$\frac{V_u}{\phi_d \cdot V_t} = 0.245$ Relación Demanda/Capacidad

$$\text{if}\left(\frac{V_u}{\phi_d \cdot V_t}, \text{“Ok”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Ok”}$$

DISEÑO DE VIGA EN DIRECCIÓN Y-Y

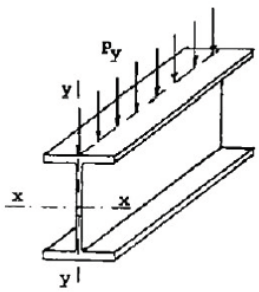


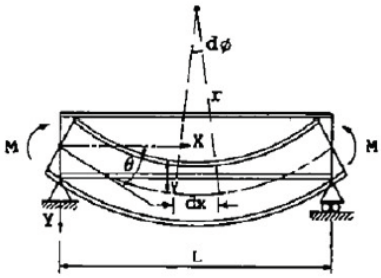
Datos generales

$L_v := 4.60$ ***m***

$L_b := 0$ ***m***

Diseño a flexión





Revisión del Pandeo Local

Se revisa la esbeltez de las alas y el alma de la viga a fin de determinar si la sección es compacta y por ende la viga puede desarrollar su momento plástico

PERFIL SELECCIONADO: W16x26

$b_{fb} := 5.50\ \textbf{\textit{in}}$ $d_b := 15.70\ \textbf{\textit{in}}$ $r_{yb} := 1.12\ \textbf{\textit{in}}$

$t_{fb} := 0.345\ \textbf{\textit{in}}$ $t_{wb} := 0.25\ \textbf{\textit{in}}$

a) Para las alas, se tiene: $\frac{b_f}{2\ t_f} \le 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_{yb}}}$

$\lambda_{ala} := \frac{b_{fb}}{2\ t_{fb}} = 7.971$ Esbeltez del ala de la viga

$\lambda_{ala_max} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_{yb}}} = 6.291$ Esbeltez máxima del ala de la viga

$\textbf{if}\left(\lambda_{ala} \le \lambda_{ala_max}, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“No cumple”}$

b) Para el alma, se tiene: $\frac{h}{t_w} \le 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_{yb}}}$

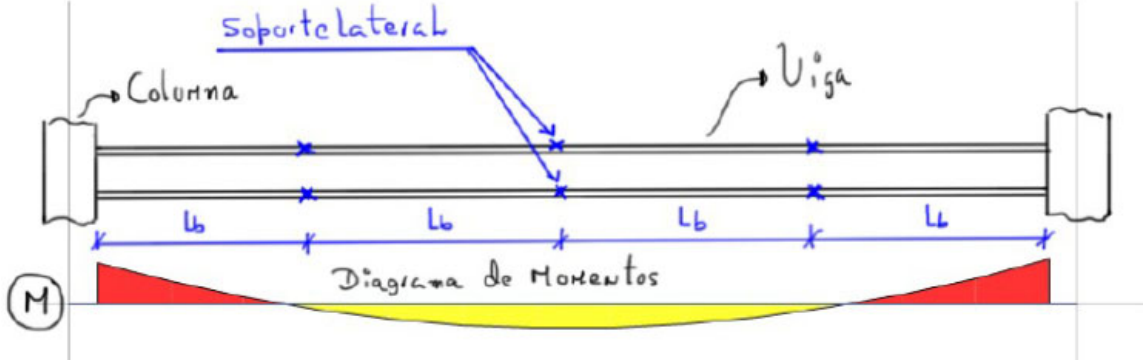
$\lambda_{alma} := \frac{h_b}{t_{wb}} = 33.5$ Esbeltez del alma de la viga

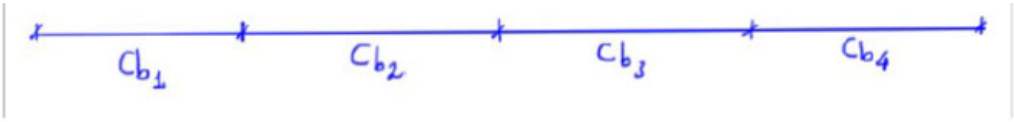
$\lambda_{alma_max} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_{yb}}} = 50.523$ Esbeltez máxima del alma de la viga

$\textbf{if}\left(\lambda_{alma} \le \lambda_{alma_max}, \text{“Ok”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Ok”}$

Definición de Cb

En general, es necesario definir el coeficiente de flexión Cb para cada tramo de la viga entre soportes laterales





El valor de Cb se determina en función al diagrama de momentos, lo que permite definir la capacidad de la viga precisamente para cada tramo y con ello revisar respecto al momento último debido al análisis.

$$C_b = \frac{12.5\ M_{max}}{2.5\ M_{max} + 3\ M_A + 4\ M_B + 3\ M_C} \leq 3$$

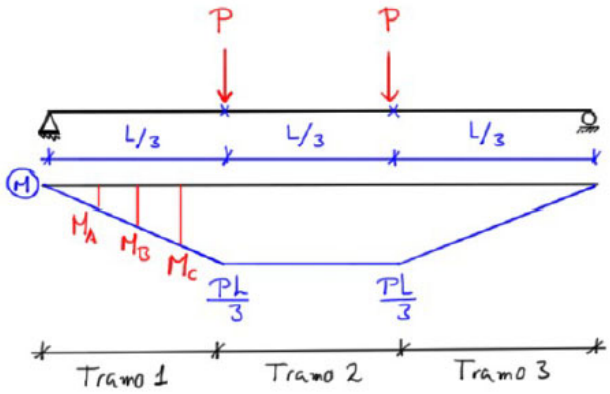
M_A: Momento a 1/4 de la longitud del tramo (Valor absoluto)

M_B: Momento a 1/2 de la longitud del tramo (Valor absoluto)

M_C: Momento a 3/4 de la longitud del tramo (Valor absoluto)

M_{max} : Momento máximo del tramo (Valor absoluto)

A continuación se presenta el diagrama de momentos de la viga ante las cargas aplicadas a fin de obtener el momento máximo y definir el valor de Cb para cada tramo



$M_{u_b} := 11.28\ \textbf{tonnef} \cdot \textbf{m}$ Momento Último

<u>Análisis del Tramo 1 =Tramo 3</u>

$M_{max} := M_{u_b} = 11.28\ tonnef \cdot m$ Momento máximo del tramo

$M_A := 5.65\ \textbf{tonnef} \cdot \textbf{m}$ Momento a 1/4 de la longitud del tramo 1

$M_B := 1.2526\ \textbf{tonnef} \cdot \textbf{m}$ Momento a 1/2 de la longitud del tramo 1

$M_C := 5.43\ \textbf{tonnef} \cdot \textbf{m}$ Momento a 3/4 de la longitud del tramo 1

$$C_{b1} := min\left(\frac{12.5\ M_{max}}{2.5\ M_{max} + 3\ M_A + 4\ M_B + 3\ M_C}, 3\right) = 2.122$$

Análisis del Tramo 2:

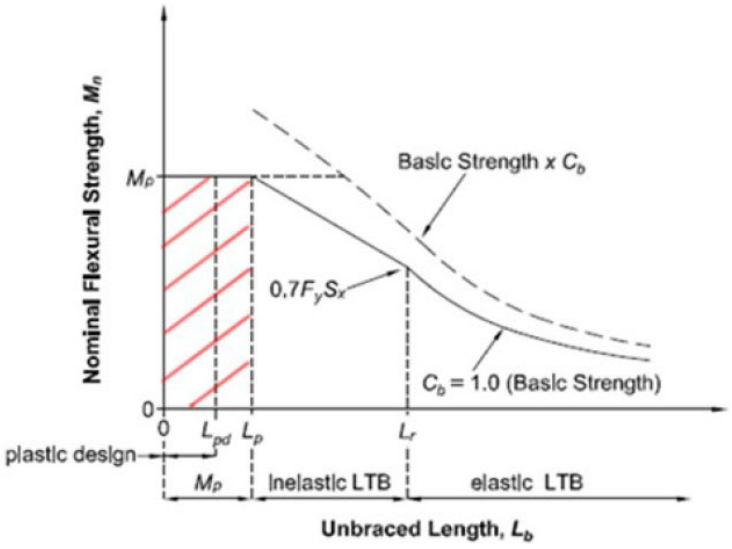
En este tramo al tener un diagrama de momentos constante el valor de Cb es igual a la unidad (1.00)

$C_{b2} := 1$

En este caso debido a que el momento máximo se da precisamente al final del tramo 1 que es el inicio del tramo 2, se toma el valor de Cb mas bajo para obtener la resistencia de la viga.

$$C_b := min\left(C_{b1}, C_{b2}\right) = 1$$

Resistencia a Flexión de Perfiles Compactos



a) Cálculo de longitudes características

$L_p := 1.76 \cdot r_{yb} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 1.206\ \boldsymbol{m}$ Longitud límite de comportamiento plástico

$c := 1$ Para perfiles W

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico

$r_{ts} := 1.42\ \boldsymbol{in}$ $h_{ob} := 15.5\ \boldsymbol{in}$

$J_b := 0.461\ \boldsymbol{in}^4$ $Z_{xb} := 54\ \boldsymbol{in}^3$

$S_{xb} := 47.2\ \boldsymbol{in}^3$ $A_b := 9.13\ \boldsymbol{in}^2$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yb}} \cdot \sqrt{\frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}} + \sqrt{\left(\frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.70 \cdot \frac{F_{yb}}{E}\right)^2}} = 3.606 \ \boldsymbol{m}$$

b) Cálculo de Momento Plástico y Tensión Crítica

$M_p := Z_{xb} \cdot F_{yb} = 31.131 \ \boldsymbol{tonnef \cdot m}$

$M_r := 0.7 \cdot S_{xb} \cdot F_{yb} = 19.048 \ \boldsymbol{tonnef \cdot m}$

$$F_{cr} = C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

Tensión Crítica debido al pandeo lateral torsional

Luego, en función a la longitud no arriostrada se define el comportamiento y capacidad de la viga a flexión

Si: $L_b \le L_p$ $M_{n1} := M_p = 31.131 \ \boldsymbol{tonnef \cdot m}$

Si: $L_p \le L_b \le L_r$ $M_{n2} := min\left(C_b \cdot \left(M_p - \left(M_p - 0.7 \cdot S_{xb} \cdot F_{yb}\right) \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right), M_p\right) = 31.131 \ \boldsymbol{tonnef \cdot m}$

Si: $L_b > L_r$ M_{n3} No existe debido al Lb=0

Finalmente, se obtiene la resistencia nominal a la flexión:

$M_n := min\left(M_{n1}, M_{n2}, M_{n3}\right) = 31.131 \ \boldsymbol{tonnef \cdot m}$ Resistencia nominal a flexión

$\phi := 0.90$

$\phi \cdot M_n = 28.018 \ \boldsymbol{tonnef \cdot m}$

Relación Demanda/Capacidad

$$\frac{M_{u_b}}{\phi \cdot M_n} = 0.403$$

$$\textbf{if}\left(\frac{M_{u_b}}{\phi \cdot M_n} \le 1, \text{“Ok”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Ok”}$$

Diseño por Corte

$V_u := 14.58$ ***tonnef*** Corte último del análisis $h_b = 8.375$ ***in***

$A_b = 9.13$ ***in***^{2} Área del alma de la viga $K_v := 5$ Perfiles Doble T

Luego, se plantea obtener el valor de Cv. Para ello es necesario revisar la esbeltez del alma $\lambda_{alma} = 33.5$

$$C_v := \text{if}\left(\lambda_{alma} \le 1.10 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_{yb}}}\ ,\ 1\ ,\ 1.10 \cdot \frac{\sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_{yb}}}}{\lambda_{alma}}\right) = 1$$

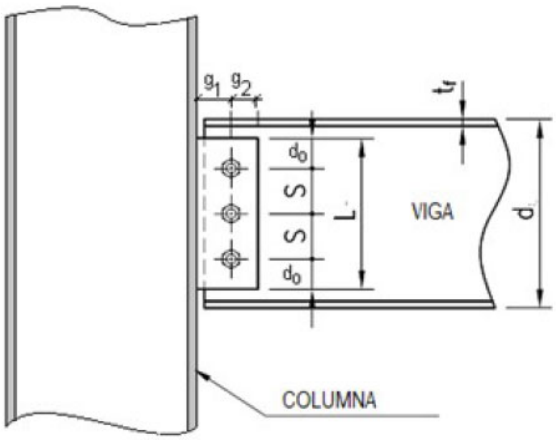
$\phi_d := 1$ $V_t := 0.6 \cdot C_v \cdot t_{wb} \cdot d_b \cdot F_{yb} = 53.451$ ***tonnef***

$\phi_d \cdot V_t = 53.451$ ***tonnef*** Resistencia nominal por corte

$\frac{V_u}{\phi_d \cdot V_t} = 0.273$ Relación Demanda/Capacidad

$$\text{if}\left(\frac{V_u}{\phi_d \cdot V_t}, \text{“Ok”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Ok”}$$

CONEXIÓN A CORTE: VIGA - COLUMNA



Estados límites a considerar:

- Falla por corte del perno considerando la excentricidad.
- Falla al corte por deslizamiento crítico.
- Aplastamiento en los agujeros del alma del perfil y en la plancha.
- Cedencia por corte del área gruesa de la plancha.
- Bloque de corte en la plancha.
- Fractura de soldaduras considerando la excentricidad.

1. DATOS GENERALES

1.1 Viga a conectar

Viga Secundaria o Auxiliar W16X31

$d_{va} := 15.9\ \textbf{\textit{in}}$ $b_{fva} := 5.53\ \textbf{\textit{in}}$

$t_{fva} := 0.44\ \textbf{\textit{in}}$ $t_{wva} := 0.275\ \textbf{\textit{in}}$

1.2 Propiedades de los Materiales

Perfiles ASTM A572 Pernos A-325 rosca incluida Electrodo E70XX

$F_y := 345\ \textbf{\textit{MPa}}$ $F_{nv} := 372\ \textbf{\textit{MPa}}$ $F_{EXX} := 482.6\ \textbf{\textit{MPa}}$

$F_u := 450\ \textbf{\textit{MPa}}$

1.3 Solicitación por corte

Obtenemos la solicitación a partir de nuestro modelo estructural $R_u := 11.57\ \textbf{\textit{tonnef}}$

2. Selección de los pernos por corte simple y dimensiones para el detallado

$d_b := \frac{5}{8}\ \textbf{\textit{in}}$ Diámetro de pernos A325-X de 5/8"

$A_b := 2\ \textbf{\textit{cm}}^2$ Área de pernos A325-X de 5/8"

2.1 Resistencia por corte simple $\phi_{nv} := 0.75$

$\phi R_{nv} := \phi_{nv} \cdot F_{nv} \cdot A_b = 5.69$ ***tonnef***

Considerando un solo plano de corte en el perno $c := 1$

Por lo tanto, el número de pernos requeridos es: $n := \frac{R_u}{c \cdot \phi R_{nv}} = 2.033$

Se usarán $n := 4$ pernos, considerando que la excentricidad obligará al incremento.

2.2 Resistencia por conexiones de deslizamiento crítico

En la sección J1-10. "Limitaciones en Conexiones Apernadas y Soldadas" se establece que para uniones con pernos pretensionados o con soldaduras deben ser utilizadas para las siguientes conexiones:

(1) Empalmes de columna en todas las estructuras de pisos multiples por sobre los 38 m de altura.

*(2) **Conexiones de todas las vigas a columnas** y cualquier otra viga que fije un arriostramiento de columna en estructuras por sobre los 38 m de altura.*

(3) En todas las estructuras que soporten gruas sobre 5000 kgf (50 kN) de capacidad: empalmes de vigas de enrejados de techo y conexiones de enrejados a columnas, empalmes de columnas, arriostramiento de columnas, cartelas y soportes de gruas.

(4) Conexiones para el soporte de maquinaria y otras sobrecargas que produzcan cargas de impacto o cargas reversibles.

Se permiten las juntas de apriete ajustado (apriete no calibrado, dado por la capacidad de apriete de un operador) o juntas con pernos ASTM A307 excepto donde se especifique lo contrario.

La fuerza cortante máxima que puede ser soportada por esta conexión, se determina al considerar la resistencia por deslizamiento crítico de los pernos tomando en cuenta los siguientes parámetros:

TABLE J3.1M
Minimum Bolt Pretension, kN[a]

Bolt Size, mm	Group A (e.g., A325M Bolts)	Group B (e.g., A490M Bolts)
M16	91	114
M20	142	179
M22	176	221
M24	205	257
M27	267	334
M30	326	408
M36	475	595

[a] Equal to 0.70 times the minimum tensile strength of bolts, rounded off to nearest kN, as specified in ASTM F3125/F3125M for Grade A325M and Grade A490M bolts with UNC threads.

Norma ANSI/AISC 360

$\phi := 1$ Agujeros estándar

$\mu := 0.33$ Coeficiente medio de deslizamiento para superficies clase "A".

$D_u := 1.13$ Multiplicador que refleja la razón entre la pretensión media del perno instalado y la pretensión mínima especificada del perno.

$h_f := 1$ Factor de rellenos

$T_b := 19\ \textbf{\textit{kip}}$ Tracción mínima del conector dada en la tabla J3.1

$n_b := n = 4$ Número de pernos en la junta

$n_s := 1$ Número de planos de corte

$\phi R_{str} := \phi \cdot \mu \cdot D_u \cdot h_f \cdot T_b \cdot n_b \cdot n_s = 12.855\ \textbf{\textit{tonnef}}$ $\dfrac{R_u}{\phi R_{str}} = 0.9$

$\textbf{if}\left(\phi R_{str} < R_u, \text{“No Cumple”}, \text{“Cumple Deslizamiento”}\right) = \text{“Cumple Deslizamiento”}$

2.3 Dimensiones para el detallado

Espaciamiento mínimo entre pernos

$S_{min} := 3\ d_b = 47.625\ \textbf{\textit{mm}}$ Probando con: $S := 50\ \textbf{\textit{mm}}$

Distancia mínima al borde de la plancha

$d_{o_min} := 1.5\ d_b = 23.813\ \textbf{\textit{mm}}$ Probando con: $d_o := 25\ \textbf{\textit{mm}}$

Longitud vertical de la plancha en el alma de la viga "VA"

$L_{max} := d_{va} - 2 \cdot 2.5 \cdot t_{fva} = 34.798\ \textbf{\textit{cm}}$

A partir de las dimensiones definidas anteriormente, determinamos la longitud vertical de la plancha

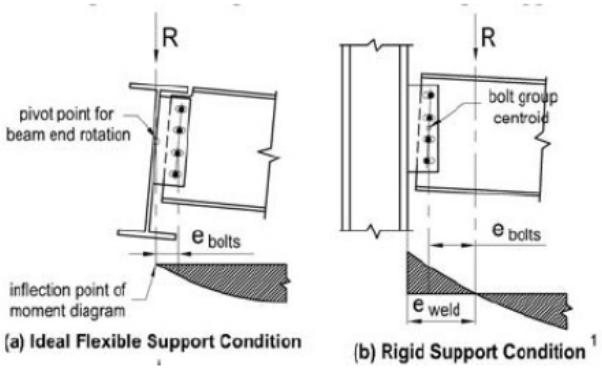
$L := (n-1) \cdot S + 2 \cdot d_o = 200\ \textbf{\textit{mm}}$ $\textbf{if}\left(L > L_{max}, \text{“Corregir”}, \text{“Ok”}\right) = \text{“Ok”}$

Finalmente, definimos los gramiles y el recorte o clip de la plancha

$g1 := d_o + 10\ \textbf{\textit{mm}} = 35\ \textbf{\textit{mm}}$ $g2 := d_o = 25\ \textbf{\textit{mm}}$ $clip := 0\ \textbf{\textit{mm}}$

3. Resistencia de los pernos por corte y momento

En el caso de conexiones a corte entre viga y columna, el AISC considera una alta rigidez rotacional de la columna de soporte, la cuál limita la rotación de la viga "VA" simplemente apoyada en el extremo.



$a := g1 = 35\ \boldsymbol{mm}$

$e_b := |2.54\ \boldsymbol{cm} \cdot (n-1) - a| = 41.2\ \boldsymbol{mm}$

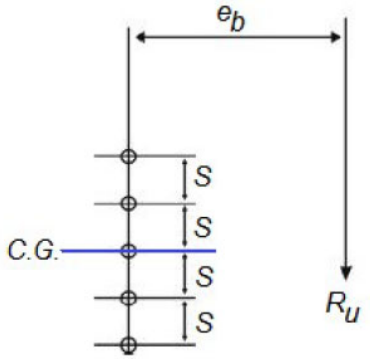
En el caso de la soldadura la excentricidad para el caso de apoyo flexible es: $e_w := e_b + a = 76.2\ \boldsymbol{mm}$

Conocida la excentricidad, determinamos el momento torsor asociado al grupo de pernos

$M_u := R_u \cdot e_b = 0.477\ \boldsymbol{tonnef \cdot m}$

Calculamos la inercia polar del grupo de pernos

$$I_{pp} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } n = 3 \\ \quad \left\| 2 \cdot \left((1 \cdot S)^2 \right) \right| \\ \text{if } n = 4 \\ \quad \left\| 2 \cdot \left((0.5 \cdot S)^2 + (1.5 \cdot S)^2 \right) \right| \\ \text{if } n = 5 \\ \quad \left\| 2 \cdot \left((1 \cdot S)^2 + (2 \cdot S)^2 \right) \right| \\ \text{if } n = 6 \\ \quad \left\| 2 \cdot \left((0.5 \cdot S)^2 + (1.5 \cdot S)^2 + (2.5 \cdot S)^2 \right) \right| \end{array} \right| = 125\ \boldsymbol{cm}^2$$



Por inspección, evaluamos que el perno más solicitado es el externo, de manera que la distancia al centro geométrico del grupo de pernos es:

$$Y_a := \left\| \begin{array}{l} \text{if } n = 3 \\ \quad \left\| 1 \cdot S \right| \\ \text{if } n = 4 \\ \quad \left\| 1.5 \cdot S \right| \\ \text{if } n = 5 \\ \quad \left\| 2 \cdot S \right| \\ \text{if } n = 6 \\ \quad \left\| 2.5 \cdot S \right| \end{array} \right| = 75\ \boldsymbol{mm}$$

La solicitación horizontal por causa del momento torsor para el perno más alejado del centro geométrico es:

$$R_{ux} := \frac{M_u \cdot Y_a}{I_{pp}} = 2.86 \ \textbf{\textit{tonnef}}$$

Solicitación por corte en cada perno:

$$R_{uy} := \frac{R_u}{n} = 2.893 \ \textbf{\textit{tonnef}}$$

Combinamos vectorialmente y obtenemos la solicitación de corte esviado en el perno

$$R_{uperno} := \sqrt{R_{ux}{}^2 + R_{uy}{}^2} = 4.068 \ \textbf{\textit{tonnef}} \qquad \frac{R_{uperno}}{\phi R_{nv}} = 0.715$$

$$\textbf{if}\left(\phi R_{nv} < R_{uperno}, \text{“Aumentar Diámetro”}, \text{“Perno Ok”}\right) = \text{“Perno Ok”}$$

4. Aplastamiento en los agujeros del alma del perfil y en la plancha $\phi_{na} := 0.75$

4.1 Aplastamiento - Alma de la Viga "VA"

$$\phi R_n := \phi_{na} \cdot 2.4 \cdot d_b \cdot t_{wva} \cdot F_u = 9.159 \ \textbf{\textit{tonnef}} \qquad \frac{R_u}{n \cdot \phi R_n} = 0.316$$

$$\textbf{if}\left(n \cdot \phi R_n < R_u, \text{“Aumentar Diámetro”}, \text{“Alma Ok”}\right) = \text{“Alma Ok”}$$

4.2 Aplastamiento - Plancha simple de conexión

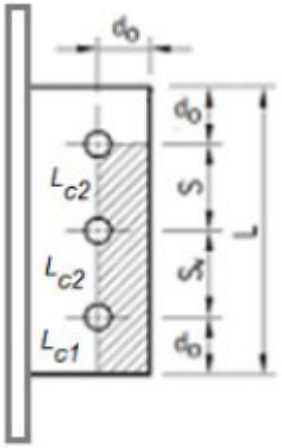
En la práctica, el espesor de la plancha simple de conexión se estima a partir de:

$$t_{p_min} := 1.5 \cdot t_{wva} = 10.478 \ \textbf{\textit{mm}}$$

Probando con $t_p := 12.5 \ \textbf{\textit{mm}}$

En nuestro caso no estamos considerando ranuras cortas o largas, por lo tanto:

$ranura :=$ “NO”



$$F_{C1} := \textbf{if}\left(ranura = \text{“SI”}, 1, 1.2\right) = 1.2 \qquad F_{C2} := \textbf{if}\left(ranura = \text{“SI”}, 2, 2.4\right) = 2.4$$

Las distancias entre las perforaciones L_{c1} y L_{c2} considerando un agujero estándar ejecutado con punzonadora cuyo diámetro de cálculo es $d_b + \frac{1}{8}\ in$

$$L_{c1} := d_o - 0.5 \cdot \left(d_b + \frac{1}{8}\ \textbf{\textit{in}}\right) = 15.475 \ \textbf{\textit{mm}}$$ Distancia del agujero externo al borde

$L_{c2} := S - \left(d_b + \frac{1}{8}\ \textbf{\textit{in}}\right) = 30.95\ \textbf{\textit{mm}}$ Distancia entre ángulos internos

Calculamos las resistencias por aplastamiento a partir de las siguientes expresiones

Para el agujero externo tenemos:

$\phi R_{na1} := \phi_{na} \cdot min\left(F_{C1} \cdot L_{c1} \cdot t_p \cdot F_u, F_{C2} \cdot d_b \cdot t_p \cdot F_u\right) = 7.989\ \textbf{\textit{tonnef}}$

Para los agujeros internos tenemos:

$\phi R_{na2} := \phi_{na} \cdot min\left(F_{C1} \cdot L_{c2} \cdot t_p \cdot F_u, F_{C2} \cdot d_b \cdot t_p \cdot F_u\right) = 15.977\ \textbf{\textit{tonnef}}$

La resistencia por aplastamiento de los agujeros es :

$\phi R_{na_sp} := \left(\phi R_{na1} + (n-1) \cdot \phi R_{na2}\right) = 55.921\ \textbf{\textit{tonnef}}$ $\frac{R_u}{\phi R_{na_sp}} = 0.207$

$\textbf{if}\left(\phi R_{na_sp} < R_u, \text{“Aumentar diámetro”}, \text{“Plancha Ok”}\right) = \text{“Plancha Ok”}$

5. Cedencia y fractura por corte en la plancha $\phi_{ced} := 0.90$ $\phi_{frac} := 0.75$

5.1 Cedencia por corte en el área gruesa

$A_{pg} := t_p \cdot L = 25\ \textbf{\textit{cm}}^2$

$\phi P_n := \phi_{ced} \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_{pg} = 47.493\ \textbf{\textit{tonnef}}$

$\textbf{if}\left(\phi P_n < R_u, \text{“Aumentar el espesor”}, \text{“Por Fractura Ok”}\right) = \text{“Por Fractura Ok”}$

5.2 Fractura por corte en el área neta

$A_{pn} := t_p \cdot \left(L - n \cdot \left(d_b + \frac{1}{8}\ \textbf{\textit{in}}\right)\right) = 15.475\ \textbf{\textit{cm}}^2$

$\phi P_n := \phi_{frac} \cdot 0.60 \cdot F_u \cdot A_{pn} = 31.955\ \textbf{\textit{tonnef}}$ $\frac{R_u}{\phi P_n} = 0.362$

$\textbf{if}\left(\phi P_n < R_u, \text{“Aumentar el espesor”}, \text{“Por Fractura Ok”}\right) = \text{“Por Fractura Ok”}$

6. Cedencia por flexión en la plancha $\phi_f := 0.90$

$M_{uf} := R_u \cdot e_w = 0.882\ \textbf{\textit{tonnef} \cdot \textit{m}}$ Momento actuante en la conexión

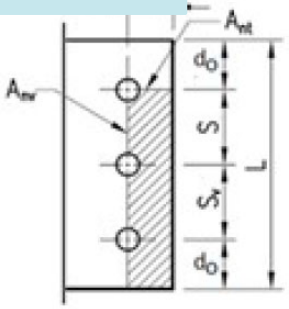
Determinamos el momento nominal resistente de la plancha

$S_x := \frac{t_p \cdot L^2}{6} = 83.333\ \boldsymbol{cm}^3$ Módulo de sección elástico de la plancha

$\phi M_n := \phi_f \cdot S_x \cdot F_y = 2.639\ \boldsymbol{tonnef \cdot m}$ $\frac{M_{uf}}{\phi M_n} = 0.334$

$\textbf{if}\left(\phi M_n < M_{uf}, \text{“Aumentar el espesor”}, \text{“Por Flexión Ok”}\right) = \text{“Por Flexión Ok”}$

7. Bloque de cortante en la plancha $\phi_{bc} := 0.75$



$A_t := d_o \cdot t_p = 3.125\ \boldsymbol{cm}^2$ Área gruesa a tracción

$A_c := \left(L - d_o\right) \cdot t_p = 21.875\ \boldsymbol{cm}^2$ Área gruesa a corte

$A_{nt} := \left(d_o - 0.5 \cdot \left(d_b + \frac{1}{8}\ \boldsymbol{in}\right)\right) \cdot t_p = 1.934\ \boldsymbol{cm}^2$ Área neta a tracción

$A_{nc} := \left(L - d_o - \left(n - 0.5\right) \cdot \left(d_b + \frac{1}{8}\ \boldsymbol{in}\right)\right) \cdot t_p = 13.541\ \boldsymbol{cm}^2$ Área neta a corte

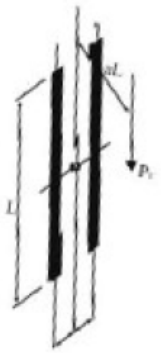
Cuando la tensión es uniforme, Ubs=1; si la tensión de tracción es no uniforme, Ubs:0,5. $U_{bs} := 1$

$\phi R_{bs} := \phi_{bc} \cdot min\left(0.6 \cdot F_u \cdot A_{nc} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}, 0.6 \cdot F_y \cdot A_c + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}\right) = 34.618\ \boldsymbol{tonnef}$

$\textbf{if}\left(\phi R_{bs} < R_u, \text{“Aumentar S”}, \text{“BC-Ok”}\right) = \text{“BC-Ok”}$ $\frac{R_u}{\phi R_{bs}} = 0.334$

8. Resistencia de la soldadura en la unión plancha - columna

Considerando las soldaduras como elementos de línea, la inercia respecto a su espesor se desprecia, por lo que sólo tomamos su inercia respecto a su longitud, cuando sea el caso y aplicamos el teorema de ejes paralelos de Steiner



$M_{uw} := R_u \cdot e_w = 0.882\ \boldsymbol{tonnef \cdot m}$ $\phi_{exx} := 0.75$

$L_{sol} := 2\ \ L = 40\ \boldsymbol{cm}$ Soldadura a cada lado de la plancha

$I_{xsol} := 2 \cdot \frac{\left(0.5 \cdot L_{sol}\right)^3}{12} = 1333.333\ \boldsymbol{cm}^3$ $S_{xs} := \frac{I_{xsol}}{0.5\ \left(0.5 \cdot L_{sol}\right)} = 133.333\ \boldsymbol{cm}^2$

$f_v := \frac{R_u}{L_{sol}} = 28.925\ \frac{\boldsymbol{tonnef}}{\boldsymbol{m}}$ $f_f := \frac{M_{uw}}{S_{xs}} = 66.123\ \frac{\boldsymbol{tonnef}}{\boldsymbol{m}}$

Combinando vectorialmente se obtiene: $R_{uw} := \sqrt{(f_v)^2 + (f_f)^2} = 72.172 \ \frac{tonnef}{m}$

La soldadura requerida es:

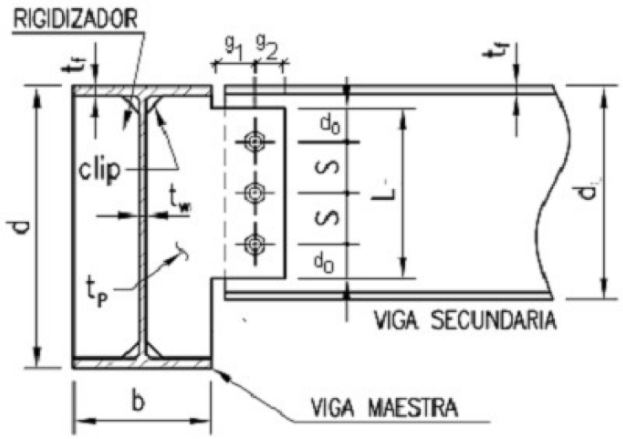
$$D_{req} := \frac{R_{uw}}{0.707 \cdot \phi_{exx} \cdot 0.6 \cdot F_{EXX}} = 4.61 \ mm$$

$D_{asum} := 5 \ mm$

Alternativa, se permite utilizar soldadura de penetración completa tipo "CPJ"

CONEXIÓN A CORTE: VIGA - VIGA

Single Plate Connections - Bolted /Welded



Estados límites a considerar:

- Falla por corte del perno considerando la excentricidad.
- Aplastamiento en los agujeros del alma del perfil y en la plancha.
- Cedencia por corte del área gruesa de la plancha.
- Fractura por corte del área neta de la plancha.
- Cedencia por flexión del área gruesa de la plancha.
- Bloque de corte en la plancha.
- Fractura de soldaduras considerando la excentricidad.

1. DATOS GENERALES

1.1 Viga a conectar

Viga Maestra VM=W16x31

$d_{vm} := 15.9\ \textbf{\textit{in}}$ $b_{fvm} := 5.53\ \textbf{\textit{in}}$ $t_{fvm} := 0.44\ \textbf{\textit{in}}$ $t_{wvm} := 0.275\ \textbf{\textit{in}}$

Viga Secundaria o Auxiliar: W10x19

$d_{va} := 10.20\ \textbf{\textit{in}}$ $b_{fva} := 4.02\ \textbf{\textit{in}}$ $t_{fva} := 0.395\ \textbf{\textit{in}}$ $t_{wva} := 0.25\ \textbf{\textit{in}}$

1.2 Propiedades de los Materiales

Perfiles ASTM A572 Pernos A-325 rosca incluida Electrodo E70XX

$F_y := 345\ \textbf{\textit{MPa}}$ $F_{nv} := 372\ \textbf{\textit{MPa}}$ $F_{EXX} := 482.6\ \textbf{\textit{MPa}}$

$F_u := 450\ \textbf{\textit{MPa}}$

1.3 Solicitación por corte

Obtenemos la solicitación a partir de nuestro modelo estructural $R_u := 4.15\ \textbf{\textit{tonnef}}$

2. Selección de los pernos por corte simple y dimensiones para el detallado

$d_b := \frac{5}{8}\ \textbf{\textit{in}}$ Diámetro de pernos A325-X de 5/8"

$A_b := 2\ \boldsymbol{cm}^2$ Área de pernos A325-X de 5/8"

2.1 Resistencia por corte simple $\phi_{nv} := 0.75$

$\phi R_{nv} := \phi_{nv} \cdot F_{nv} \cdot A_b = 55.8\ \boldsymbol{kN}$

Considerando un solo plano de corte en el perno $c := 1$

Por lo tanto, el número de pernos requeridos es: $n := \dfrac{R_u}{c \cdot \phi R_{nv}} = 0.729$

Se usarán $n := 3$ pernos, considerando que la excentricidad obligará al incremento.

2.2 Dimensiones para el detallado

Espaciamiento mínimo entre pernos

$S_{min} := 3\ d_b = 47.625\ \boldsymbol{mm}$ Probando con: $S := 50\ \boldsymbol{mm}$

Distancia mínima al borde de la plancha

$d_{o_min} := 1.5\ d_b = 23.813\ \boldsymbol{mm}$ Probando con: $d_o := 25\ \boldsymbol{mm}$

Longitud vertical de la plancha en el alma de la viga "VA"

$L_{max} := d_{va} - 2 \cdot 2.5 \cdot t_{fva} = 20.892\ \boldsymbol{cm}$

A partir de las dimensiones definidas anteriormente, determinamos la longitud vertical de la plancha

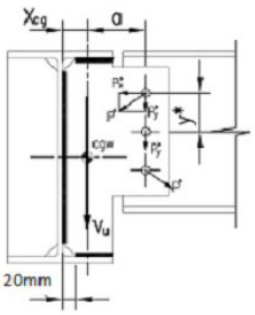
$L := (n-1) \cdot S + 2 \cdot d_o = 15\ \boldsymbol{cm}$ **if** $(L > L_{max}, \text{“Corregir”}, \text{“Ok”}) = \text{“Ok”}$

Finalmente, definimos los gramiles y el recorte o clip de la plancha

$g1 := d_o + 10\ \boldsymbol{mm} = 35\ \boldsymbol{mm}$ $g2 := d_o = 25\ \boldsymbol{mm}$ $clip := 25\ \boldsymbol{mm}$

2.3 Longitud de soldadura según geometría y ubicación del centro geométrico del grupo

Longitud horizontal L_{wh} y vertical L_{wv}



$L_{wh} := 0.5 \cdot (b_{fvm} - t_{wvm}) - clip = 4.174\ \boldsymbol{cm}$

$L_{wv} := (d_{vm} - 2 \cdot t_{fvm}) - 2 \cdot clip = 33.151\ \boldsymbol{cm}$

La longitud total es:

$L_{sol} := 2 \cdot L_{wh} + L_{wv} = 41.499\ \boldsymbol{cm}$

Procedemos a ubicar el centro geométrico del grupo:

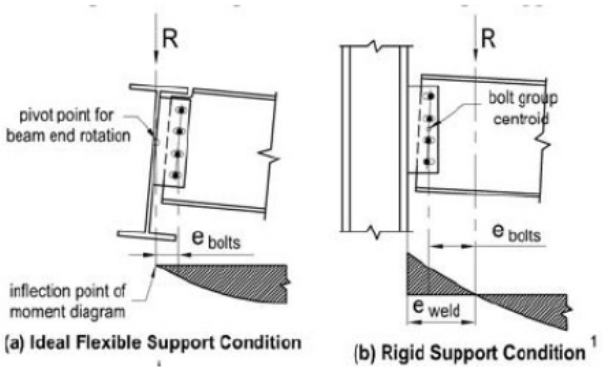
$$x_{cg} := \frac{2 \cdot L_{wh} \cdot 0.5 \cdot L_{wh}}{L_{wv} + 2 \cdot L_{wh}} = 0.42 \ \boldsymbol{cm} \qquad y_{cg} := \frac{L_{wv} \cdot 0.5 \cdot L_{wv} + L_{wh} \cdot L_{wv}}{L_{wv} + 2 \cdot L_{wh}} = 16.575 \ \boldsymbol{cm}$$

La excentricidad geométrica entre el grupo de pernos y la soldadura es:

$$a := g1 + 0.5 \cdot \left(b_{fvm} - t_{wvm}\right) - x_{cg} = 9.754 \ \boldsymbol{cm}$$

3. Resistencia de los pernos por corte y momento

En el caso de conexiones a corte entre vigas, el AISC considera una baja rigidez rotacional de la viga maestra "VM" de soporte, permitiendo la rotación de la viga secundaria "VA" simplemente apoyada en el extremo.
Tomando en consideración la excentricidad en la conexión y utilizando el procedimiento elástico de la excentricidad efectiva del AISC, se tiene:



$$e_b := \max\left(\left|2.54 \ \boldsymbol{cm} \cdot (n-1) - a\right|, a\right) = 9.754 \ \boldsymbol{cm}$$

En el caso de la soldadura la excentricidad para el caso de apoyo flexible es:

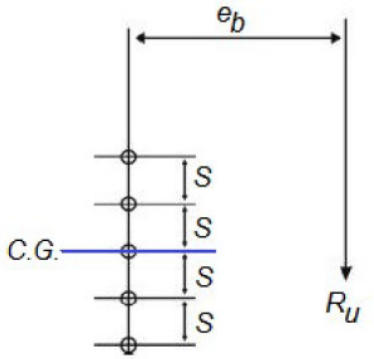
$$e_w := e_b = 9.754 \ \boldsymbol{cm}$$

Conocida la excentricidad, determinamos el momento torsor asociado al grupo de pernos

$$M_u := R_u \cdot e_b = 3.97 \ \boldsymbol{kN \cdot m}$$

Calculamos la inercia polar del grupo de pernos

$$I_{pp} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } n = 3 \\ \quad \left\| 2 \cdot \left((1 \cdot S)^2\right) \right. \\ \text{if } n = 4 \\ \quad \left\| 2 \cdot \left((0.5 \cdot S)^2 + (1.5 \cdot S)^2\right) \right. \\ \text{if } n = 5 \\ \quad \left\| 2 \cdot \left((1 \cdot S)^2 + (2 \cdot S)^2\right) \right. \\ \text{if } n = 6 \\ \quad \left\| 2 \cdot \left((0.5 \cdot S)^2 + (1.5 \cdot S)^2 + (2.5 \cdot S)^2\right) \right. \\ \text{if } n = 2 \\ \quad \left\| 2 \cdot (1 + S) \right. \end{array} \right. = 50 \ \boldsymbol{cm^2}$$



Por inspección, evaluamos que el perno más solicitado es el externo, de manera que la distancia al centro geométrico del grupo de pernos es:

$$Y_a := \left\| \begin{array}{l} \text{if } n = 3 \\ \quad \| 1 \cdot S \| \\ \text{if } n = 4 \\ \quad \| 1.5 \cdot S \| \\ \text{if } n = 5 \\ \quad \| 2 \cdot S \| \\ \text{if } n = 6 \\ \quad \| 2.5 \cdot S \| \end{array} \right\| = 50 \ \boldsymbol{mm}$$

La solicitación horizontal por causa del momento torsor para el perno más alejado del centro geométrico es:

$$R_{ux} := \frac{M_u \cdot Y_a}{I_{pp}} = 39.697 \ \boldsymbol{kN}$$

Solicitación por corte en cada perno:

$$R_{uy} := \frac{R_u}{n} = 13.566 \ \boldsymbol{kN}$$

Combinamos vectorialmente y obtenemos la solicitación de corte desviado en el perno

$$R_{uperno} := \sqrt{R_{ux}{}^2 + R_{uy}{}^2} = 41.951 \ \boldsymbol{kN} \qquad \frac{R_{uperno}}{\phi R_{nv}} = 0.752$$

$$\textbf{if}\left(\phi R_{nv} < R_{uperno}, \text{“Aumentar Diámetro”}, \text{“Perno Ok”}\right) = \text{“Perno Ok”}$$

4. Aplastamiento en los agujeros del alma del perfil y en la plancha $\phi_{na} := 0.75$

4.1 Aplastamiento - Alma de la Viga "VA"

$$\phi R_n := \phi_{na} \cdot 2.4 \cdot d_b \cdot t_{wva} \cdot F_u = 81.653 \ \boldsymbol{kN} \qquad \frac{R_u}{n \cdot \phi R_n} = 0.166$$

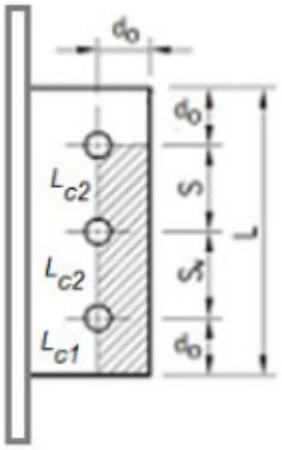
$$\textbf{if}\left(n \cdot \phi R_n < R_u, \text{“Aumentar Diámetro”}, \text{“Alma Ok”}\right) = \text{“Alma Ok”}$$

4.2 Aplastamiento - Plancha simple de conexión

En la práctica, el espesor de la plancha simple de conexión se estima a partir de:

$t_{p_min} := 1.5 \cdot t_{wva} = 9.525$ ***mm***

Probando con $t_p := 10$ ***mm***



En nuestro caso no estamos considerando ranuras cortas o largas, por lo tanto:

$ranura :=$ "NO"

$t_p = 0.394$ ***in***

$F_{C1} := \mathbf{if}(ranura = \text{"SI"}, 1, 1.2) = 1.2$ $F_{C2} := \mathbf{if}(ranura = \text{"SI"}, 2, 2.4) = 2.4$

Las distancias entre las perforaciones L_{c1} y L_{c2} considerando un agujero estándar ejecutado con punzonadora cuyo diámetro de cálculo es $d_b + \frac{1}{8}$ *in*

$L_{c1} := d_o - 0.5 \cdot \left(d_b + \frac{1}{8}\ \textbf{in}\right) = 15.475$ ***mm*** Distancia del agujero externo al borde

$L_{c2} := S - \left(d_b + \frac{1}{8}\ \textbf{in}\right) = 30.95$ ***mm*** Distancia entre ángulos internos

Calculamos las resistencias por aplastamiento a partir de las siguientes expresiones

<u>Para el agujero externo tenemos:</u>

$\phi R_{na1} := \phi_{na} \cdot min\left(F_{C1} \cdot L_{c1} \cdot t_p \cdot F_u, F_{C2} \cdot d_b \cdot t_p \cdot F_u\right) = 6.391$ ***tonnef***

<u>Para los agujeros internos tenemos:</u>

$\phi R_{na2} := \phi_{na} \cdot min\left(F_{C1} \cdot L_{c2} \cdot t_p \cdot F_u, F_{C2} \cdot d_b \cdot t_p \cdot F_u\right) = 12.782$ ***tonnef***

<u>La resistencia por aplastamiento de los agujeros es :</u>

$\phi R_{na_sp} := \left(\phi R_{na1} + (n-1) \cdot \phi R_{na2}\right) = 31.955$ ***tonnef*** $\frac{R_u}{\phi R_{na_sp}} = 0.13$

$\mathbf{if}\left(\phi R_{na_sp} < R_u, \text{"Aumentar diámetro"}, \text{"Plancha Ok"}\right) = \text{"Plancha Ok"}$

5. Cedencia y fractura por corte en la plancha $\phi_{ced} := 0.90$ $\phi_{frac} := 0.75$

5.1 Cedencia por corte en el área gruesa

$A_{pg} := t_p \cdot L = 15\ \boldsymbol{cm}^2$

$\phi P_n := \phi_{ced} \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_{pg} = 279.45\ \boldsymbol{kN}$

$\text{if}\left(\phi P_n < R_u, \text{“Aumentar el espesor”}, \text{“Por Fractura Ok”}\right) = \text{“Por Fractura Ok”}$

5.2 Fractura por corte en el área neta

$A_{pn} := t_p \cdot \left(L - n \cdot \left(d_b + \frac{1}{8}\ \boldsymbol{in}\right)\right) = 9.285\ \boldsymbol{cm}^2$

$\phi P_n := \phi_{frac} \cdot 0.60 \cdot F_u \cdot A_{pn} = 188.021\ \boldsymbol{kN}$ $\frac{R_u}{\phi P_n} = 0.216$

$\text{if}\left(\phi P_n < R_u, \text{“Aumentar el espesor”}, \text{“Por Fractura Ok”}\right) = \text{“Por Fractura Ok”}$

6. Cedencia por flexión en la plancha $\phi_f := 0.90$

$M_{uf} := R_u \cdot e_w = 0.405\ \boldsymbol{tonnef \cdot m}$ Momento actuante en la conexión

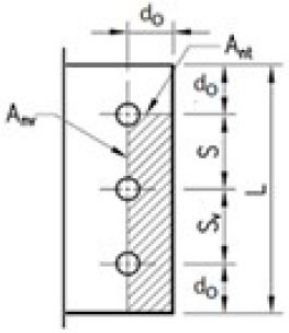
Determinamos el momento nominal resistente de la plancha

$S_x := \frac{t_p \cdot L^2}{6} = 37.5\ \boldsymbol{cm}^3$ Módulo de sección elástico de la plancha

$\phi M_n := \phi_f \cdot S_x \cdot F_y = 11.644\ \boldsymbol{kN \cdot m}$ $\frac{M_{uf}}{\phi M_n} = 0.341$

$\text{if}\left(\phi M_n < M_{uf}, \text{“Aumentar el espesor”}, \text{“Por Flexión Ok”}\right) = \text{“Por Flexión Ok”}$

7. Bloque de cortante en la plancha $\phi_{bc} := 0.75$



$A_t := d_o \cdot t_p = 2.5\ \boldsymbol{cm}^2$ Área gruesa a tracción

$A_c := \left(L - d_o\right) \cdot t_p = 12.5\ \boldsymbol{cm}^2$ Área gruesa a corte

$A_{nt} := \left(d_o - 0.5 \cdot \left(d_b + \frac{1}{8}\ \boldsymbol{in}\right)\right) \cdot t_p = 1.548\ \boldsymbol{cm}^2$ Área neta a tracción

$A_{nc} := \left(L - d_o - (n - 0.5) \cdot \left(d_b + \frac{1}{8}\ \boldsymbol{in}\right)\right) \cdot t_p = 7.738\ \boldsymbol{cm}^2$ Área neta a corte

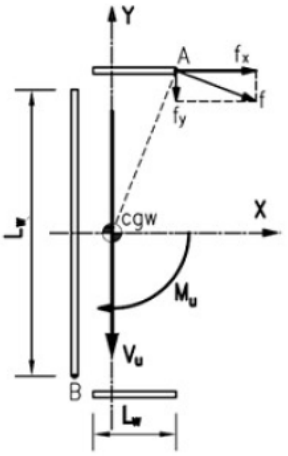
Cuando la tensión es uniforme, Ubs=1; si la tensión de tracción es no uniforme, Ubs:0,5. $U_{bs} := 1$

$\phi R_{bs} := \phi_{bc} \cdot min\left(0.6 \cdot F_u \cdot A_{nc} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}, 0.6 \cdot F_y \cdot A_c + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}\right) = 208.913\ \boldsymbol{kN}$

$\text{if}\left(\phi R_{bs} < R_u, \text{“Aumentar S”}, \text{“BC-Ok”}\right) = \text{“BC-Ok”}$ $\qquad \frac{R_u}{\phi R_{bs}} = 0.195$

8. Resistencia de la soldadura en la unión plancha - "VM"

Considerando las soldaduras como elementos de línea, la inercia respecto a su espesor se desprecia, por lo que sólo tomamos su inercia respecto a su longitud, cuando sea el caso y aplicamos el teorema de ejes paralelos de Steiner



$M_{uw} := R_u \cdot e_w = 0.405\ \boldsymbol{tonnef \cdot m}$ $\qquad \phi_{exx} := 0.75$

$L_{sol} = 41.499\ \boldsymbol{cm}$ Longitud de soldadura

$x_{cg} = 4.198\ \boldsymbol{mm}$ Distancia del centroide según "x"

$a = 9.754\ \boldsymbol{cm}$ Excentricidad geométrica entre el grupo de pernos y la soldadura

Determinamos la inercia polar del grupo de soldaduras, considerando filetes a cada lado de la plancha

$$I_{xsol} := 2 \cdot L_{wh} \cdot \left(\frac{L_{wv} + 2 \cdot clip}{2}\right)^2 + \frac{L_{wv}^3}{12} = 6073.478\ \boldsymbol{cm}^3$$

$$I_{ysol} := L_{wv} \cdot x_{cg}^2 + 2 \cdot \left(\frac{L_{wh}^3}{12} + L_{wh} \cdot \left(0.5 \cdot \left(L_{wh} + clip\right) - x_{cg}\right)^2\right) = 88.997\ \boldsymbol{cm}^3$$

$I_{psol} := 2 \cdot \left(I_{xsol} + I_{ysol}\right) = 12324.95\ \boldsymbol{cm}^3$ Inercia polar del par de grupos de soldadura

Por inspección de la soldadura (ver imagen), en punto "A", es el más solicitado

$$R_{xsol} := \frac{M_{uw} \cdot 0.5 \cdot \left(L_{wv} + 2 \cdot clip\right)}{I_{psol}} = 6.265\ \frac{\boldsymbol{tonnef}}{\boldsymbol{m}}$$

$$R_{ysol} := \frac{M_{uw} \cdot \left(L_{wh} + clip - x_{cg}\right)}{I_{psol}} = 2.054\ \frac{\boldsymbol{tonnef}}{\boldsymbol{m}}$$

$$R_y := \frac{R_u}{2 \cdot L_{sol}} = 49.035\ \frac{\boldsymbol{kN}}{\boldsymbol{m}}$$

Combinando vectorialmente se obtiene:

$$R_{usol} := \sqrt{R_{xsol}^2 + \left(R_y + R_{ysol}\right)^2} = 9.435\ \frac{\boldsymbol{tonnef}}{\boldsymbol{m}}$$

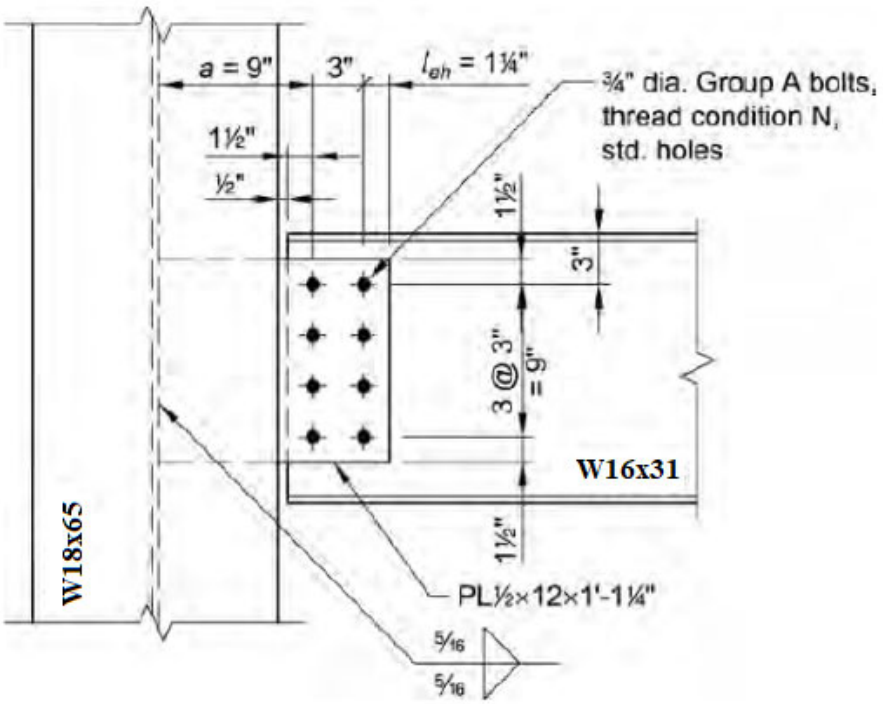
$D := \frac{R_{usol}}{0.707 \cdot \phi_{exx} \cdot 0.6 \cdot F_{EXX}} = 0.603\ \boldsymbol{mm}$ Soldadura requerida

$D_{propuesto} := 5\ \boldsymbol{mm}$ Soldadura propuesta

Se utilizará soldadura de filete mínima en ambos lados de la plancha

CONEXIÓN DE PLANCHA EXTENDIDA (VIGA A ALMA DE COLUMNA

Verifique la conexión entre una viga ASTM A992 W16x36 y el alma de una columna ASTM A992 W14x90, como se muestra en la Figura II.A-19A-1, para soportar las siguientes reacciones del extremo de la viga:



$L_b := 9\ \textbf{in}$

$a := 6\ \textbf{in}$

$b := 3\ \textbf{in}$

$s := 3\ \textbf{in}$

$d_b := \frac{3}{4}\ \textbf{in}$

$l := a + b = 9\ \textbf{in}$

$l_{eh} := \frac{s}{2} = 1.5\ \textbf{in}$

$d_{ct} := b$

$d := l$

Se usarán electrodos de 70ksi y acero ASTM A36 para la plancha

Nota: Se cumplen todas las limitaciones dimensionales.

De las Tablas 2-4 y 2-5 del Manual AISC, las propiedades del material son las siguientes:

Viga y Columna:

ASTM A572

$F_y := 50\ \textbf{ksi}$

$F_u := 65\ \textbf{ksi}$

Plancha:

ASTM A36

$F_{yp} := 36\ \textbf{ksi}$

$F_{up} := 58\ \textbf{ksi}$

$E := 29000\ \textbf{ksi}$

De la Tabla 1-1 del Manual AISC, las propiedades geométricas son las siguientes:

Viga: W16x31 Columna: W18x65

$t_{w.v} := 0.275\ \textbf{\textit{in}}$ $t_{w.c} := 0.45\ \textbf{\textit{in}}$

$d_v := 15.9\ \textbf{\textit{in}}$ $b_{f.c} := 7.59\ \textbf{\textit{in}}$

Según la Tabla de las especificaciones AISC 360-16 Capítulo J3.3, el diámetro del orificio para un perno de diámetro 3/4 pulg. con orificios estándar es:

TABLE J3.3
Nominal Hole Dimensions, in.

Bolt Diameter, in.	Hole Dimensions			
	Standard (Dia.)	Oversize (Dia.)	Short-Slot (Width × Length)	Long-Slot (Width × Length)
1/2	9/16	5/8	9/16 × 11/16	9/16 × 1 1/4
5/8	11/16	13/16	11/16 × 7/8	11/16 × 1 9/16
3/4	13/16	15/16	13/16 × 1	13/16 × 1 7/8
7/8	15/16	1 1/16	15/16 × 1 1/8	15/16 × 2 3/16
1	1 1/8	1 1/4	1 1/8 × 1 5/16	1 1/8 × 2½
≥ 1 1/8	d + 1/8	d + 5/16	(d + 1/8) × (d + 3/8)	(d + 1/8) × 2.5d

$d_h := \frac{13}{16}\ \textbf{\textit{in}}$ $A_b := \frac{\pi \cdot d_b^{\,2}}{4} = 0.442\ \textbf{\textit{in}}^2$ Área de perno

La fuerza requerida es:

$R_u := 11.57\ \textbf{\textit{tonnef}}$

Resistencia de la conexión atornillada: Alma de viga

De la Parte 10 del Manual AISC, determine la distancia desde el soporte a la primera línea de pernos y la distancia al centro de gravedad del grupo de pernos.

$e_x := a + \frac{b}{2}$

$e_x = 7.5\ \textbf{\textit{in}}$

De la Tabla 7-1 del Manual AISC, la resistencia al corte disponible por perno para pernos del Grupo A de diámetro 3/4 in con roscas no excluidas del plano de corte (condición de rosca N) es:

$\phi r_n := 17.9\ \textbf{\textit{kip}}$

Table 7-1
Available Shear Strength of Bolts, kips

Nominal Bolt Diameter, d, in.					5/8		3/4		7/8		1	
Nominal Bolt Area, in.^{2}					0.307		0.442		0.601		0.785	
Designation	Thread Cond.	F_{nv}/Ω (ksi)	ϕF_{nv} (ksi)	Loading	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n
		ASD	LRFD		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Group A	N	27.0	40.5	S	8.29	12.4	11.9	17.9	16.2	24.3	21.2	31.8
				D	16.6	24.9	23.9	35.8	32.5	48.7	42.4	63.6
	X	34.0	51.0	S	10.4	15.7	15.0	22.5	20.4	30.7	26.7	40.0
				D	20.9	31.3	30.1	45.1	40.9	61.3	53.4	80.1
Group B	N	34.0	51.0	S	10.4	15.7	15.0	22.5	20.4	30.7	26.7	40.0
				D	20.9	31.3	30.1	45.1	40.9	61.3	53.4	80.1
	X	42.0	63.0	S	12.9	19.3	18.6	27.8	25.2	37.9	33.0	49.5
				D	25.8	38.7	37.1	55.7	50.5	75.7	65.9	98.9
Group C	N	45.0	67.5	S	–	–	–	–	–	–	35.3	53.0
				D	–	–	–	–	–	–	70.7	106
	X	56.5	84.8	S	–	–	–	–	–	–	44.4	66.6
				D	–	–	–	–	–	–	88.7	133
A307	Not applicable	13.5	20.3	S	4.14	6.23	5.97	8.97	8.11	12.2	10.6	15.9
				D	8.29	12.5	11.9	17.9	16.2	24.4	21.2	31.9

El desprendimiento de los pernos en el alma de la viga no controla debido a la presencia del ala superior de la viga.

La resistencia de apoyo disponible del alma de la viga por perno se determina usando la Tabla 7-4 del Manual AISC de pernos de tipos de agujero STD con $s := 3$ ***in***

$$\phi r_{n2} := 87.8 \ \frac{\textbf{\textit{kip}}}{\textbf{\textit{in}}}$$

$$\phi r_{n3} := \phi r_{n2} \cdot t_{w.v} = 24.145 \ \textbf{\textit{kip}}$$

Por lo tanto, el cizallamiento del perno controla:

La resistencia del grupo de pernos se determina interpolando la Tabla 7-7 del Manual AISC, con $e_x = 7.5$ ***in*** y ángulo $= 0\ °$:

$C := 2.33$ Valor obtenido de la interpolación

$$\phi R_n := C \cdot \phi r_n$$

$$\phi R_n = 41.707 \ \textbf{\textit{kip}}$$

Table 7-4
Available Bearing and Tearout Strength at Bolt Holes Based on Bolt Spacing
kip/in. thickness

Hole Type	Bolt Spacing, s, in.	F_u, ksi	Nominal Bolt Diameter, d, in.							
			5/8		3/4		7/8		1	
			r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n
			ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
STD SSLT	$2^2/_3\ d_b$	58	34.1	51.1	41.3	62.0	48.6	72.9	53.7	80.5
		65	38.2	57.3	46.3	69.5	54.4	81.7	60.1	90.2
	3 in.	58	43.5	65.3	52.2	78.3	60.9	91.4	65.3	97.9
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	68.3	102	73.1	110
SSLP	$2^2/_3\ d_b$	58	27.6	41.3	34.8	52.2	42.1	63.1	47.1	70.7
		65	30.9	46.3	39.0	58.5	47.1	70.7	52.8	79.2
	3 in.	58	43.5	65.3	52.2	78.3	60.9	91.4	58.7	88.1
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	68.3	102	65.8	98.7
OVS	$2^2/_3\ d_b$	58	29.7	44.6	37.0	55.5	44.2	66.3	49.3	74.0
		65	33.3	50.0	41.4	62.2	49.6	74.3	55.3	82.9
	3 in.	58	43.5	65.3	52.2	78.3	60.9	91.4	60.9	91.4
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	68.3	102	68.3	102
LSLP	$2^2/_3\ d_b$	58	3.62	5.44	4.35	6.53	5.08	7.61	5.80	8.70
		65	4.06	6.09	4.88	7.31	5.69	8.53	6.50	9.75
	3 in.	58	43.5	65.3	39.2	58.7	28.3	42.4	17.4	26.1
		65	48.8	73.1	43.9	65.8	31.7	47.5	19.5	29.3
LSLT	$2^2/_3\ d_b$	58	28.4	42.6	34.4	51.7	40.5	60.7	44.7	67.1
		65	31.8	47.7	38.6	57.9	45.4	68.0	50.1	75.2
	3 in.	58	36.3	54.4	43.5	65.3	50.8	76.1	54.4	81.6
		65	40.6	60.9	48.8	73.1	56.9	85.3	60.9	91.4
STD, SSLT, SSLP, OVS, LSLP	$s \geq s_{full}$	58	43.5	65.3	52.2	78.3	60.9	91.4	69.6	104
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	68.3	102	78.0	117
LSLT	$s \geq s_{full}$	58	36.3	54.4	43.5	65.3	50.8	76.1	58.0	87.0
		65	40.6	60.9	48.8	73.1	56.9	85.3	65.0	97.5

$$\text{if}\left(\phi R_n > R_u, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

Espesor máximo de placa

A partir del Manual AISC, Parte 10, determine el espesor máximo de la placa, t_{max}, que dará como resultado que la placa ceda antes de que los pernos fallen por corte.

$F_{nv} := 54\ \textbf{\textit{ksi}}$ De la tabla de especificaciones AISC J3.2

$C' := 26\ \textbf{\textit{in}}$ De la Tabla 7-7 del Manual AISC para el caso de solo momento (Ángulo = 0°)

$$M_{max} := \frac{F_{nv}}{0.90} \cdot \left(A_b \cdot C'\right)$$ Manual Eq. 10-4

$$M_{max} = 689.187\ \textbf{\textit{kip}} \cdot \textbf{\textit{in}}$$

$t_{max} := \frac{6\ M_{max}}{F_{yp} \cdot l^2}$ Manual Eq. 10-3

$t_{max} = 1.418$ ***in***

$t_p := \frac{1}{2}$ ***in*** Pruebe con un grosor de placa de 1/2 pulg.

Resistencia de la conexión atornillada en la placa

La resistencia disponible de la placa por perno se determina a partir de la sección J3.10 de la especificación AISC, asumiendo que la deformación bajo carga de servicio es una consideración de diseño, como sigue:

$r_n := 2.4\ d_b \cdot t_p \cdot F_{up}$

$r_n = 52.2$ ***kip*** Resistencia por perno

$\phi := 0.75$

$\phi r_{n4} := \phi \cdot r_n$

$\phi r_{n4} = 39.15$ ***kip***

La resistencia al desprendimiento del perno del borde inferior en la placa se determina a partir de la sección J3.10 de la especificación AISC, asumiendo que la deformación bajo carga de servicio es una consideración de diseño, como sigue:

$l_{ev} := 1.5$ ***in***

$l_c := l_{ev} - 0.5\ d_h$

$l_c = 1.094$ ***in***

$r_n := 1.2 \cdot l_c \cdot t_p \cdot F_{up}$ Especificaciones. Eq. J3-6

$r_n = 38.063$ ***kip***

$\phi r_{n5} := \phi \cdot r_n$

$\phi r_{n5} = 28.547$ ***kip***

Por lo tanto, el cortante del perno determinado previamente controla el grupo de pernos en la placa.

Resistencia al corte de la placa

A partir de la sección J4.2 (a) de la especificación AISC, el límite elástico de corte disponible de la placa se determina de la siguiente manera:

$A_{gv} := l \cdot t_p$

$A_{gv} = 4.5 \ \textbf{in}^2$

$R_n := 0.60 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv}$

$R_n = 97.2 \ \textbf{kip}$

$\phi_v := 1$

$\phi R_{n.p} := \phi_v \cdot R_n$ Especificaciones. Eq. J4-3

$\phi R_{n.p} = 97.2 \ \textbf{kip}$

$\textbf{if}\left(\phi R_n > R_u, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

A partir de la sección J4.2 (b) de la especificación AISC, la resistencia disponible a la rotura por corte de la placa se determina utilizando el área neta determinada de acuerdo con la sección B4.3b de la especificación AISC.

$n := 4 \ pernos$

$A_{nv} := \left(l - n \cdot \left(d_h + \frac{1}{16} \ \textbf{in}\right)\right) \cdot t_p$

$A_{nv} = 2.75 \ \textbf{in}^2$

$R_n := 0.60 \ F_{up} \cdot A_{nv}$ Especificaciones. Eq. J4-4

$R_n = 95.7 \ \textbf{kip}$

$\phi := 0.75$

$\phi R_n := \phi \cdot R_n$

$\phi R_n = 71.775 \ \textbf{kip}$

$\textbf{if}\left(\phi R_n > R_u, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

Ruptura de placa por cizallamiento en bloque

A partir de la sección J4.3 de la especificación AISC, la resistencia a la rotura por cizallamiento del bloque de la placa se determina de la siguiente manera.

$$R_n = 0.60\ F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.60\ F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \qquad \text{Especificaciones. Eq. J4-5}$$

Donde: $l_{eh} := 1.25\ \textbf{in}$

$A_{gv} := \left(l - l_{ev}\right) \cdot t_p$

$A_{gv} = 3.75\ \textbf{in}^2$

$A_{nv} := A_{gv} - \left(n - 0.5\right) \cdot \left(d_h + \frac{1}{16}\ \textbf{in}\right) \cdot t_p$

$A_{nv} = 2.219\ \textbf{in}^2$

$A_{nt} := \left(s + l_{eh} - 1.5\ \left(d_h + \frac{1}{16}\ \textbf{in}\right)\right) \cdot t_p$

$A_{nt} = 1.469\ \textbf{in}^2$

$U_{bs} := 0.5$

$R_1 := 0.60 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + 0.5 \cdot F_{up} \cdot A_{nt} = 119.806\ \textbf{kip}$

$R_2 := 0.60 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + 0.5 \cdot F_{up} \cdot A_{nt} = 123.594\ \textbf{kip}$

$R_n := min\left(R_1, R_2\right) = 119.806\ \textbf{kip}$

$\phi := 0.75$

$\phi R_n := \phi \cdot R_n = 89.855\ \textbf{kip}$

if $\left(\phi R_n > R_u, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

Interacción de la deformación por cizallamiento y la deformación por flexión de la placa

A partir del Manual AISC, Parte 10, se verifica la placa para determinar la interacción de la deformación por cizallamiento y la deformación debida a la flexión a:

$$\left(\frac{V_r}{V_c}\right)^2 + \left(\frac{M_r}{M_c}\right)^2 \leq 1 \qquad \textit{Manual}\ \text{Ec. 10-5}$$

De los cálculos anteriores:

$V_u := R_u = 25.507$ ***kip***

$V_r := \phi_v \cdot V_u = 25.507$ ***kip***

$V_c := \phi R_{n.p} = 97.2$ ***kip***

Del Manual AISC Parte 10: $\phi_b := 0.90$

$M_c = \phi_b \cdot M_n$

$M_c = \phi_b \cdot F_y \cdot Z_{pl}$

$M_c := \phi_b \cdot F_{yp} \cdot \left(\frac{t_p \cdot l^2}{4} \right) = 328.05$ ***kip*** $\cdot$ ***in***

$M_r = M_u$

$M_r := V_r \cdot a = 153.045$ ***kip*** $\cdot$ ***in***

$$\left(\frac{V_r}{V_c} \right)^2 + \left(\frac{M_r}{M_c} \right)^2 = 0.287$$

$$\text{if}\left(\left(\frac{V_r}{V_c} \right)^2 + \left(\frac{M_r}{M_c} \right)^2 < 1, \text{“Ok”}, \text{“No Cumple”} \right) = \text{“Ok”}$$

Pandeo Lateral Torsional de la placa

La placa se verifica para el estado límite de pandeo usando el procedimiento de viga de doble cofia como se indica en el Manual AISC Parte 9, donde la longitud no arriostrada para Pandeo Lateral Torsional, L_b, se toma como la distancia desde la primera columna de pernos a el alma de la columna y la dimensión de la cara superior, d_{ct}, se toman de manera conservadora como la distancia desde la parte superior de la viga hasta la primera fila de pernos.

$$C_b := \left(3 + \ln\left(\frac{L_b}{d} \right) \right) \left(1 - \frac{d_{ct}}{d} \right)$$

$C_b = 2$

$$\text{if}\left(C_b \geq 1.84, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”} \right) = \text{“Cumple”}$$

De la especificación AISC Sección F11, la resistencia a la flexión de la placa para el estado límite de pandeo lateral-torsional se determina de la siguiente manera:

$$Rf_1 := \frac{L_b \cdot d}{t_p^{\,2}} = 324$$

$$Rf_2 := \frac{0.08 \cdot E}{F_{yp}} = 64.444$$

$$Rf_3 := \frac{1.9 \cdot E}{F_{yp}} = 1530.556$$

Debido a que $Rf_2 < Rf_1 < Rf_3$ utilice la sección F11.2 (b) de la especificación AISC:

$$M_p = F_y \cdot Z_{pl}$$

$$M_p := F_{yp} \cdot \left(\frac{t_p \cdot l^2}{4} \right) = 364.5 \ \textbf{kip} \cdot \textbf{in}$$

$$M_y = F_y \cdot S_x$$

$$M_y := F_{yp} \cdot \left(\frac{t_p \cdot l^2}{6} \right) = 243 \ \textbf{kip} \cdot \textbf{in}$$

$$M_n := C_b \cdot \left(1.52 - 0.274 \left(\frac{L_b \cdot d}{t_p^{\,2}} \right) \cdot \frac{F_{yp}}{E} \right) \cdot M_y$$ Especificaciones. Eq. F11-2

$$M_n = 685.161 \ \textbf{kip} \cdot \textbf{in}$$

$$\textbf{if}\left(M_n \le M_p, \text{“Usar Mn”}, \text{“Usar Mp”} \right) = \text{“Usar Mp”}$$

$$M_n := M_p = 364.5 \ \textbf{kip} \cdot \textbf{in}$$

$$\phi_b M_n := \phi_b \cdot M_n = 328.05 \ \textbf{kip} \cdot \textbf{in}$$

$$\textbf{if}\left(\phi_b M_n > M_r, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”} \right) = \text{“Cumple”}$$

Rotura por flexión de la placa

El módulo de sección plástica de la placa, Z_{net}, se determina a partir de la Tabla 15-3 del Manual AISC:

$$Z_{net} := 12.8 \ \textbf{in}^3$$

De la ecuación 9-4 del manual AISC:

$$M_n := F_{up} \cdot Z_{net}$$

$M_n = 742.4 \ \textbf{kip} \cdot \textbf{in}$

$\phi M_n := 0.75 \cdot M_n = 556.8 \ \textbf{kip} \cdot \textbf{in}$

$\textbf{if}\left(\phi_b M_n > M_r, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

Diseño de soldadura entre placa y alma de columna (Manual AISC Parte 10)

De la Parte 10 del Manual AISC, se usa un tamaño de soldadura de $\frac{5}{8}\ t_p$ para desarrollar la resistencia de la placa de corte.

$w := \frac{5}{8}\ t_p$

$w = 0.313 \ \textbf{in}$

Se usará soldadura de fillete de 5/16" $\quad D := 5 \ \textbf{in}$

Resistencia del alma de la columna en la soldadura

El espesor mínimo del alma de la columna para igualar la resistencia a la ruptura por cizallamiento de la soldadura se determina de la siguiente manera:

$$t_{min} := \frac{3.09 \ \textbf{ksi} \cdot D}{F_u}$$

$t_{min} = 0.238 \ \textbf{in}$

$\textbf{if}\left(t_{min} < t_{w.c}, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

Se encuentra que la conexión es adecuada para las cargas aplicadas.

CONEXIÓN COLUMNA, VIGA Y ARRIOSTRE EN SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO

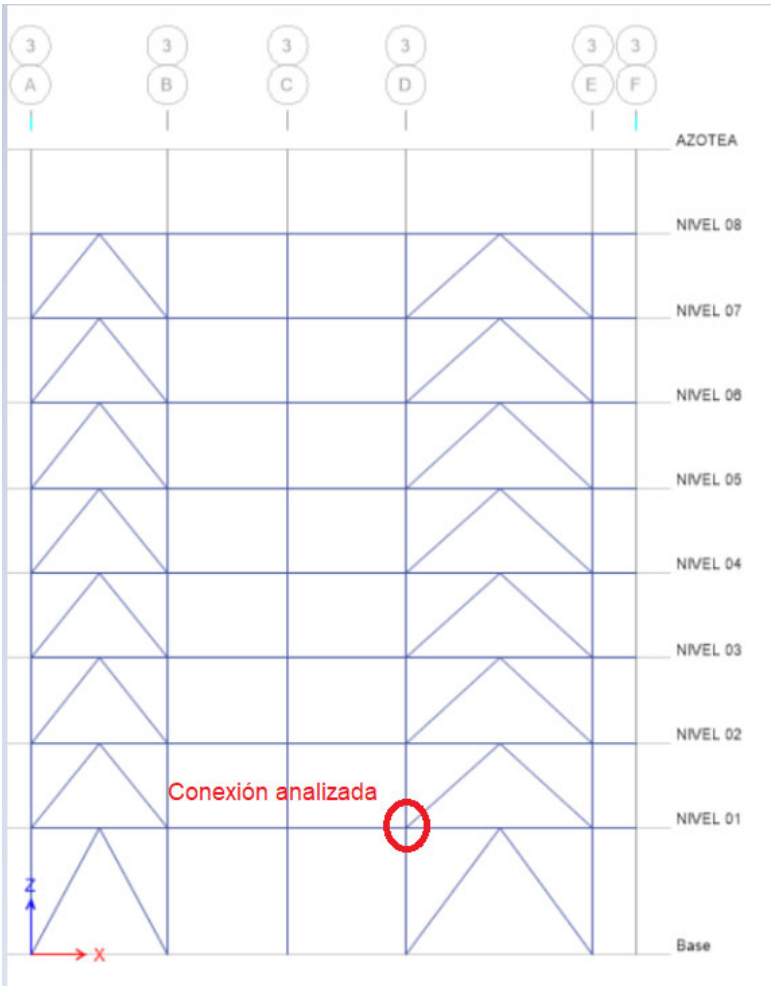


Figura 01: Conexión analizada en pórtico SCBF

01. Propiedades del Material

ASTM A572, Grado 50

$F_y := 50\ \textbf{\textit{ksi}}$ Tensión mínima de fluencia

$F_u := 65\ \textbf{\textit{ksi}}$ Tensión de Rotura

$E := 29000\ \textbf{\textit{ksi}}$

ASTM A500, Grado B

$F_{y_a} := F_y$ $R_y := 1.1$

$F_{u_a} := F_u$

02. Propiedades Geométricas

Viga: W16x31

$A_{g_viga} := 9.13\ \textbf{\textit{in}}^2$ $t_{w_viga} := 0.275\ \textbf{\textit{in}}$ $t_{f_viga} := 0.440\ \textbf{\textit{in}}$ $T := 13.625\ \textbf{\textit{in}}$

$d_{viga} := 15.9\ \textbf{\textit{in}}$ $b_f := 5.53\ \textbf{\textit{in}}$ $k_{des_viga} := 0.842\ \textbf{\textit{in}}$

Columna: W18x65

$d_{col} := 19.1\ \textbf{\textit{in}}$ $t_{f_col} := 0.75\ \textbf{\textit{in}}$

$t_{w_col} := 0.45\ \textbf{\textit{in}}$ $k_{des_col} := 1.15\ \textbf{\textit{in}}$

Arriostre: HSS 5 1/2 x 5 1/2 x 3/8

$A_{g_a} := 6.88\ \textbf{\textit{in}}^2$ $t := 0.349\ \textbf{\textit{in}}$

$r_a := 2.08\ \textbf{\textit{in}}$ $b_{t_r} := 12.8\ \textbf{\textit{in}}$ Relación ancho/espesor

03. Fuerzas para análisis

$V_{ug} := 3\ \textbf{\textit{tonnef}}$ (gravedad)

$P_u := 39.96\ \textbf{\textit{tonnef}}$

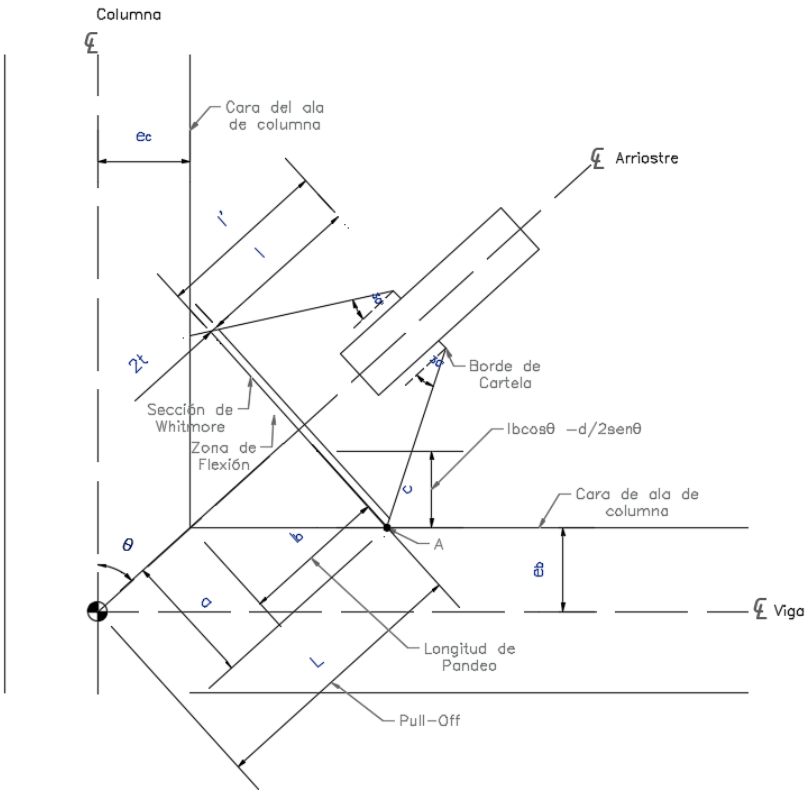


Figura 02. Geometría de la conexión

04. Diseño de riostra

Las Disposiciones Sísmicas del AISC de esta guía, son aplicables para el diseño de un Pórtico Especial Arriostrado Concéntricamente (SCBF). Debido a que la fuerza requerida de la conexión se basa en la resistencia esperada de la riostra, por ello es importante no sobrepasar ese límite. Utilizando un HSS 5 1/2 x 5 1/2 x 3/8, a una longitud de 14.73 ft (4.49m), la Tabla 4-4 manual de AISC proporciona una fuerza compresiva disponible de:

$\phi_c P_n := 176\ \textbf{\textit{kip}}$ Fuerza de Compresión

$\textbf{if}\left(\phi_c P_n > P_u, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

La sección F2.6c de la norma AISC 341-16 establece que en los sistemas SCBF las riostras deben superar los requisitos de diseño para fuerzas de tensión, pandeo y post pandeo.

Resistencia a la tensión

$T_r := R_y \cdot F_{y_a} \cdot A_{g_a} = 171.639\ \textbf{\textit{tonnef}}$

Resistencia al pandeo esperada

$L_r := 6.22\ \textbf{\textit{m}}$

$L_1 := L_r = 6.22\ \textbf{\textit{m}}$

$K := 1$

$\lambda_{max} := \dfrac{K \cdot L_1}{r_a} = 117.732$ Esbeltez de riostra

$\lambda_{lim} := 4.71 \cdot \sqrt{\dfrac{E}{F_{y_a}}} = 113.432$ Esbeltez máxima

$\textbf{if}\left(\lambda_{lim} \le \lambda_{max}, \text{“Pandeo Inelástico”}, \text{“Pandeo Elástico”}\right) = \text{“Pandeo Inelástico”}$

$F_e := \dfrac{\pi^2 \cdot E}{\left(\lambda_{max}\right)^2} = 20.65\ \textbf{\textit{ksi}}$ Esfuerzo crítico de Euler

$\lambda_c := \dfrac{\lambda_{max}}{\pi} \cdot \sqrt{\dfrac{F_{y_a}}{E}} = 1.556$

$F_{cre} := 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_{y_a} = 18.148\ \textbf{\textit{ksi}}$ Esfuerzo de pandeo

$F_{cre} := 0.658^{\frac{1.4 \cdot F_{y_a}}{F_e}} \cdot R_y \cdot F_{y_a} = 13.31$ ***ksi*** Pandeo por flexión

$F_{buck} := 1.1 \cdot 1.14 \cdot F_{cre} \cdot A_{g_a} = 52.086$ ***tonnef*** *Riostra en compresión (Resistencia al pandeo)*

$\mathbf{if}\left(F_{buck} < \phi_c P_n, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

Resistencia esperada posterior al pandeo

$F_{post_buck} := 0.3 \cdot F_{buck} = 15.626$ ***tonnef*** *Riostra en compresión (Resistencia post-pandeo)*

$\mathbf{if}\left(F_{post_buck} < \phi_c P_n, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

Según la Sección F2.5a de las Disposiciones Sísmicas de AISC, las riostras deben satisfacer los requerimientos de la Sección D1.1 para los miembros altamente dúctiles. De la Tabla 1-5b del Manual del Diseño Sísmico del AISC, puede ser visto que un HSS 5 1/2 x 5 1/2 x 3/8 satisface los requisitos del ancho/espesor para un apoyo de SCBF. De las provisiones sísmicas de AISC Tabla D1.1, para HSS altamente dúctil se tiene que:

$$\frac{b}{t} \leq 0.55 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{y_a}}}$$

$$b_t := 0.55\ \textbf{\textit{in}} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{y_a}}}$$

$b_t = 13.246$ ***in***

$\mathbf{if}\left(b_{t_r} < b_t, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

Según las Disposiciones Sísmicas de AISC Sección F2.5, las columnas en SCBF deben satisfacer los requisitos para los miembros altamente dúctiles y las vigas deben satisfacer los requisitos para los miembros moderadamente dúctiles. Para cubrir los límites del ancho-espesor, un chequeo similar a lo antedicho podría ser realizado. Alternativamente, la Tabla 1-3 del manual de diseño sísmico de AISC demuestra que satisface los requisitos del ancho-espesor para las columnas y las vigas de SCBF, respectivamente.

05. Conexión Riostra-Cartela (Gusset Plate)

Determine la resistencia a la tracción requerida de la conexión

De acuerdo a la Sección F2.6c (1) (a) de Disposiciones Sísmicas AISC, con Ry dado en la Tabla A3.1, la resistencia a la tracción requerida de la conexión de arriostramiento es:

$R_y := 1.4$ Relación entre el límite elástico esperado y el límite elástico mínimo especificado

$P_u := R_y \cdot F_{y_a} \cdot A_{g_a}$

$P_u = 218.45$ ***tonnef***

Tenga en cuenta que la resistencia requerida de la riostra y la resistencia requerida de la conexión de arriostramiento son significativamente diferentes en un SCBF. Además, el requisito de ancho a espesor de SCBF altamente dúctil requiere una sección más pesada que la requerida para la resistencia, aumentando así la resistencia requerida de la conexión.

Determine la resistencia a la compresión requerida de la conexión

La Sección F2.5b (1) de Disposiciones Sísmicas de AISC 341-16 requiere que la relación de esbeltez de las riostras SCBF sea menor que 200. El cálculo utiliza la longitud del punto de trabajo a la punta de trabajo de la riostra, con K = 1.0 y una longitud de riostra de 24 ft

$K := 1 \qquad L := 5$ ***m***

$\lambda := \dfrac{K \cdot L}{r_a} = 94.64$ Relación de Esbeltez

$\textbf{if}\left(\lambda < 200, \text{“"Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“"Cumple”}$

De acuerdo con la Sección F2.3 de las Disposiciones Sísmicas de AISC, la resistencia al pandeo esperada de la riostra debe basarse en una longitud no mayor que la longitud de punta a punta de la riostra. Con la dimensión de extracción dada en la Figura 02 que se supone que existe en cada extremo de la riostra, la longitud de la riostra $L_{riostra} := 5$ ***m***. La geometría de la Figura 02 se puede utilizar para determinar la dimensión de extracción. La dimensión "pull of" es la terminología utilizada por los fabricantes y detallistas para determinar la longitud de corte real de la riostra ya también se define como la longitud de pandeo de la plancha y su posible arrancamiento.

$l_{po} := 67$ ***cm*** Pull of: Longitud de pandeo de la plancha y arrancamiento

$L_{brace} := L - 2\ l_{po} = 3.66$ ***m*** Longitud de riostra

$E_{max} := \dfrac{K \cdot L_{brace}}{r_a} = 69.276$ Esbeltez máxima

De acuerdo con la Sección F2.3 de las Disposiciones Sísmicas de AISC, se permite tomar la resistencia esperada de la riostra en compresión como la menor de $R_y F_y A_g$ o $1.14\ F_{cre} A_g$, donde F_{cre} se determina a partir del Capítulo E de la Especificación AISC usando $R_y F_y$ en lugar de F_y. De la sección E3 de la especificación AISC:

$F_e := \dfrac{\pi^2\ E}{\left(E_{max}\right)^2} = 59.639$ ***ksi*** Esfuerzo Crítico de Pandeo

$E_{lim} := 4.71 \cdot \sqrt{\dfrac{E}{R_y \cdot F_{y_a}}} = 95.867$ Esbeltez límite

$\textbf{if}\left(E_{max} \le E_{lim}, \text{“Pandeo Inelástico”}, \text{“Pandeo Elástico”}\right) = \text{“Pandeo Inelástico”}$

Haciendo un cambio de variable, se puede plantear de una manera mas simple:

$$\lambda_c := \frac{E_{max}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{y_a}}{E}} = 0.916$$

$$\textbf{if}\left(\lambda_c \le 1.5\text{, “Pandeo Inelástico”, “Pandeo Elástico”}\right) = \text{“Pandeo Inelástico”}$$

$$F_{cre} := R_y \cdot F_{y_a} \cdot 0.658^{\frac{R_y \cdot F_{y_a}}{F_e}} = 42.83\ \textbf{\textit{ksi}}$$ Tensión de Pandeo por Flexión

La resistencia esperada de la riostra en compresión es, de acuerdo con la Sección F2.3 de Disposiciones Sísmicas de AISC, la menor entre $R_y F_y A_g$ y $1.14\ F_{cre} A_g$

$$P_{ul} := min\left(R_y \cdot F_{y_a} \cdot A_{g_a}, 1.14\ F_{cre} \cdot A_{g_a}\right) = 335.921\ \textbf{\textit{kip}}$$

$$\textbf{if}\left(P_{ul} \le P_u\text{, “Cumple”, “No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

Verifique la resistencia a la deformación cortante en la pared de la riostra

Elija una longitud de solape entre la riostra y la cartela según el estado límite de fluencia a cortante en el muro de la riostra. La resistencia a corte está dado por la ecuación de especificación AISC J4-3.

$$\phi := 1$$

$$\phi R_n = \phi 0.60 \cdot F_{y_a} \cdot t \cdot l \le P_u$$

$$l := \frac{P_u}{\phi \cdot 0.60 \cdot F_{y_a} \cdot t \cdot 4} = 11.5\ \textbf{\textit{in}}$$

$$l_w := 12\ \textbf{\textit{in}}$$ Aproximando una longitud de soldadura mayor a la calculada

06. Diseño de soldadura de riostra a cartela

Hay cuatro líneas de soldadura en ángulo entre la riostra y la cartela. Del Manual AISC Parte 8, Ecuación 8-2 se obtiene:

$$\phi R_n = 1.392\ D \cdot l_w$$

$$D_a := \frac{P_u}{1.392\ \frac{\textbf{\textit{kip}}}{\textbf{\textit{in}}^2} \cdot 4 \cdot l_w} = 7.208\ \textbf{\textit{in}}$$

$$D := 8\ \textbf{\textit{in}}$$

Usar una soldadura de filete de 1/2"

La Sección J2.2b de la Especificación AISC establece que, para las soldaduras en ángulo de carga final, se debe aplicar un factor de reducción a la longitud cuando esta excede 100 veces el tamaño de la soldadura:

$$\textbf{if}\left(\frac{D}{16}\cdot 100 \geq l_w, \text{“Cumple”}, \text{“Aplicar factor de reducción”}\right) = \text{“Cumple”}$$

La Figura 02 muestra una "zona de flexión" de ancho igual al doble del espesor de la cartela. Esto se discute en la sección F2.6c (3) del comentario sobre disposiciones sísmicas de AISC. La Figura 02 muestra la geometría requerida para ubicar el Punto crítico A, que ubica la zona de flexión. Para riostras empinadas, este punto estará en la columna y se puede desarrollar una derivación geométrica similar. A partir de la Figuras 02 y la geometría del miembro, donde d es la dimensión de la cartela perpendicular a la riostra al comienzo de la solapa de la riostra a la cartela, se pueden determinar los siguientes parámetros:

$e_c := \frac{d_{col}}{2} = 9.55\ \textbf{in}$ $e_b := \frac{d_{viga}}{2} = 7.95\ \textbf{in}$ $B := 5.5\ \textbf{in}$

$d := B + 2\ \textbf{in} = 7.5\ \textbf{in}$ $\theta := 47.84\ \textbf{deg}$ $l := 30\ \textbf{cm}$ Longitud de riostra en cartela

Compruebe la rotura por cizallamiento del bloque en la cartela

Se asume que la ruta de falla por ruptura por cizallamiento del bloque sigue la superposición de la riostra en la placa de refuerzo. La resistencia disponible para el estado límite de rotura por cizallamiento del bloque se indica en la sección J4.3 de la especificación AISC de la siguiente manera:

$$R_n = 0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

Suponga una cartela de **5/8"** de espesor.

Componente que produce cizallamiento:

$t_g := \frac{5}{8}\ \textbf{in}$ Espesor de cartela

$A_{gv} := l \cdot 2 \cdot t_g = 14.764\ \textbf{in}^2$ Área bruta solicitada a corte

$0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} = 200.902\ \textbf{tonnef}$ Fluencia en corte del elemento

Componente de ruptura por cizallamiento

$A_{nv} := A_{gv}$ Área neta solicitada a corte

$0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv} = 261.173\ \textbf{tonnef}$ Ruptura en corte del elemento

Componente de ruptura por tensión:

$U_{bs} := 1$ De la sección J4.3 de la especificación AISC porque la conexión se carga uniformemente

$A_{nt} := B \cdot t_g = 3.438\ \textbf{\textit{in}}^2$ Área neta solicitada a tracción

$U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 101.35\ \textbf{\textit{tonnef}}$

La resistencia a la rotura por cizallamiento del bloque disponible de la cartela es:

$R_{n1} := 0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 362.522\ \textbf{\textit{tonnef}}$

$R_{n2} := 0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 302.252\ \textbf{\textit{tonnef}}$

$R_n := min\left(R_{n1}, R_{n2}\right) = 302.252\ \textbf{\textit{tonnef}}$

$\phi R_n := 0.75 \cdot R_n = 226.689\ \textbf{\textit{tonnef}}$

$\textbf{if}\left(\phi R_n > P_u, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

Verifique la tracción en la sección de Whitmore

$\theta_w := 30\ \textbf{\textit{deg}}$ Ángulo de Whitmore

$l_w := 8\ \textbf{\textit{in}} + 2 \cdot l \cdot \tan\left(\theta_w\right) = 21.638\ \textbf{\textit{in}}$ Longitud de Whitmore

$\phi R_n := 0.90 \cdot F_y \cdot l_w \cdot t_g$ Resistencia de Diseño

$\phi R_n = 276.045\ \textbf{\textit{tonnef}}$

$\textbf{if}\left(\phi R_n > P_u, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

Comprobación de flexión en compresión en la sección Whitmore

Según Dowswell (2006), el espesor crítico de la cartela es tβ. Si el espesor real de la cartela es mayor que tβ, la cartela cederá antes de pandearse y no se aplica el estado límite de pandeo por flexión. De la Figura 2:

$l' := l + 2\ t_g = 13.061\ \textbf{\textit{in}}$

$a := \frac{d}{2} + l' \cdot \tan\left(\theta_w\right) = 11.291\ \textbf{\textit{in}}$

Utilice $B = 5.5\ \textbf{\textit{in}}$. Aquí (el ancho real de la riostra) para ubicar la esquina de la conexión HSS en la sección de Whitmore:
$d' := B = 5.5\ \textbf{\textit{in}}$

$l_b := a \cdot \tan\left(\theta\right) + 2\ t_g = 13.719\ \textbf{\textit{in}}$

$c := l_b \cdot \cos\left(\theta\right) - \frac{d'}{2} \cdot \sin\left(\theta\right) = 7.17\ \textbf{\textit{in}}$

De Dowswell (2006):

$t_\beta := 1.5 \cdot \sqrt{\frac{F_y \cdot c^3}{E \cdot l_b}} = 0.323\ \textbf{\textit{in}}$

if $(t_\beta < t_g, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}) = \text{“Cumple”}$

Debido a que $t_g = 0.625\ \textbf{\textit{in}} > t_\beta = 0.323\ \textbf{\textit{in}}$. El refuerzo es “compacto” y cederá antes de pandearse según Dowswell (2006); sin embargo, aquí se comprobará el pandeo por flexión de la cartela utilizando la sección J4.4 de la especificación AISC.

La cartela satisface el criterio de compactación de Dowswell, se refiere a este tipo de cartela como cartela "extendida" y recomienda K = 0,60.

$K := 0.60$

$$\lambda := \frac{K \cdot l_b}{\left(\frac{t_g}{\sqrt{12}}\right)} = 45.625$$

Debido a que KL/r (λ) > 25, se aplica el Capítulo E de la Especificación AISC. Interpolando para KL/r ($\lambda = 45.625$) en la Tabla 4-22 del Manual AISC, para Fy = 50 ksi:

$\phi_c F_{cr} := 40.7\ \textbf{\textit{ksi}}$

De la sección E3 de las especificaciones del AISC:

$\phi_c R_n = \phi_c F_{cr} \cdot A_w$

$\phi_c R_n = \phi_c F_{cr} \cdot l_w \cdot t_g$

$t_g = 0.625\ \textbf{\textit{in}}$ Espesor de cartela

$\phi_c R_n := \phi_c F_{cr} \cdot l_w \cdot t_g = 249.667\ \textbf{\textit{tonnef}}$

Compruebe la rotura por tracción en la riostra HSS

La resistencia a la rotura por tracción del área neta efectiva de HSS debe ser mayor que la resistencia a la tracción requerida de la conexión de arriostramiento. Además, de acuerdo con la Sección F2.5b (3) de las Disposiciones Sísmicas de AISC, el área neta efectiva de la riostra no puede ser menor que el área bruta de la riostra. Suponga que la ranura en la riostra es **1/16 pulg** más ancha que la placa de refuerzo en cada lado de la placa de refuerzo, y determine el área neta efectiva de la riostra de la Sección D3 de la especificación AISC:

$A_{g_a} = 6.88\ \textbf{\textit{in}}^2$ Área de HSS

$A_n = A_g - 2\ t \cdot d_{slot}$ d_{slot}= ancho de la ranura

$d_{slot} := t_g + \frac{1}{16}\ \textbf{\textit{in}} + \frac{1}{16}\ \textbf{\textit{in}} = 0.75\ \textbf{\textit{in}}$

$A_n := A_{g_a} - 2\ t \cdot d_{slot} = 6.357\ \textbf{\textit{in}}^2$

De la tabla de especificaciones AISC D3.1, caso 6:

$B = 5.5\ \textbf{\textit{in}}$

$H := B = 5.5\ \textbf{\textit{in}}$

$$x := \frac{B^2 + 2\ B \cdot H}{4\ (B + H)}$$

$x = 2.063\ \textbf{\textit{in}}$

$$U := 1 - \frac{x}{l}$$

$U = 0.825$

$A_e := A_n \cdot U$

$A_e = 5.246\ \textbf{\textit{in}}^2$

$\textbf{if}\left(A_e < A_{g_a}, \text{“Necesita Refuerzo”}, \text{“No Necesita Refuerzo”}\right) = \text{“Necesita Refuerzo”}$

Como $A_e = 5.246\ \textbf{\textit{in}}^2 < A_{g_a} = 6.88\ \textbf{\textit{in}}^2$ se requiere refuerzo. La sección F2.5b (3) (i) de las disposiciones sísmicas de AISC requiere que el límite elástico mínimo especificado del refuerzo sea al menos el de la riostra. Por lo tanto, se debe utilizar ASTM A572 Grado 50 para las placas de refuerzo.

07. Diseño de placas de refuerzo

Pruebe placas ASTM A572 Grado 50 de **2.5 pulg.** × **1/2 pulg**., Como se muestra en las Figuras 6-3 y 6-4:

$$t_r := \frac{1}{2}\ \textbf{\textit{in}}$$

$a_r := 2.5\ \textbf{\textit{in}}$

$A_r := a_r \cdot t_r = 1.25\ \textbf{\textit{in}}^2$

Determine la resistencia disponible del área efectiva de HSS con las placas de refuerzo, que debe ser mayor que el área bruta. Utilizando la tabla de especificaciones AISC D3.1, caso 6, y expandiéndola para incluir las placas de refuerzo, el factor de retardo de corte se determina de la siguiente manera:

$$x_r := \frac{2 \cdot B \cdot H \cdot t + B^2 \cdot t + 2 \cdot A_r \cdot B}{4\ \left(B \cdot t + H \cdot t + A_r\right)}$$

$x_r = 2.231\ \textbf{\textit{in}}$

$$U_r := 1 - \frac{x_r}{l}$$

$U_r = 0.811$

$A_{nr} := A_n + 2 \cdot A_r$

$A_{nr} = 8.857 \ \boldsymbol{in}^2$

$A_{er} := A_{nr} \cdot U_r = 7.183 \ \boldsymbol{in}^2$

$\textbf{if}\left(A_{er} < A_{g_a}, \text{“Redimensionar Refuerzo”}, \text{“Refuerzo OK”}\right) = \text{“Refuerzo OK”}$

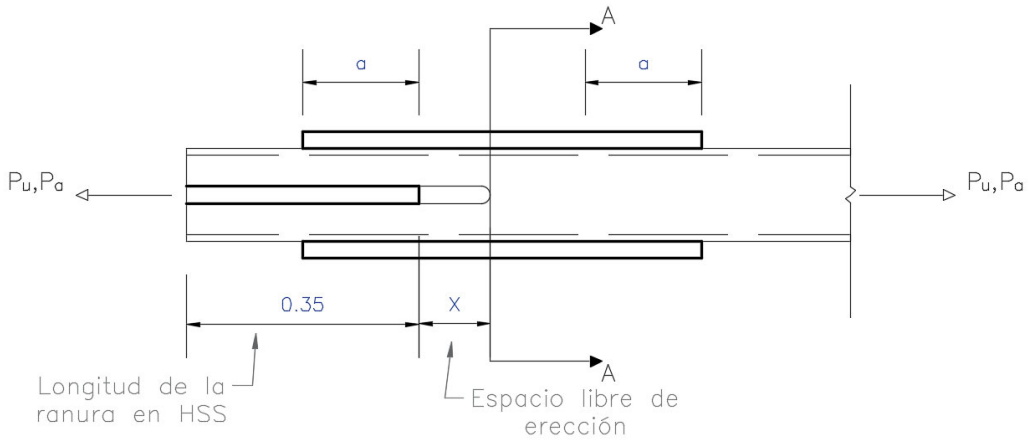


Figura 03. Detalle de refuerzo en riostra

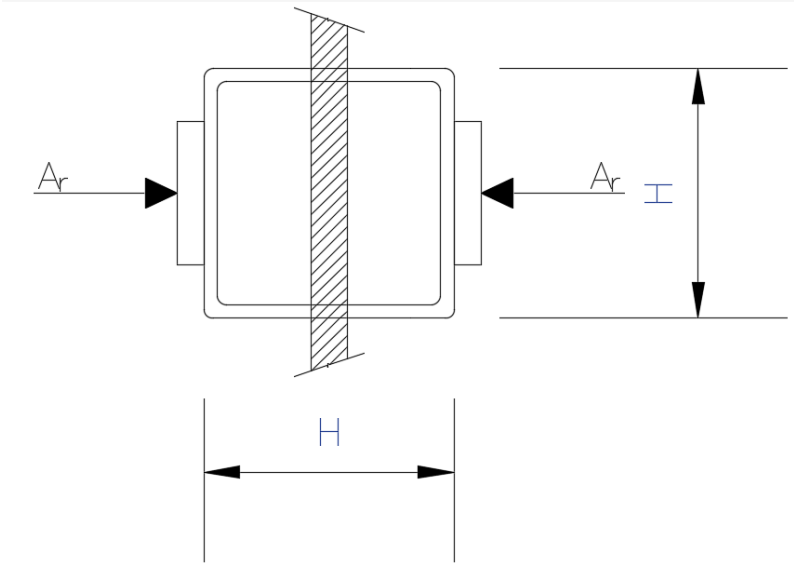


Figura 04. Sección Transversal de riostra

Fijación de placas de refuerzo a la riostra HSS

La Sección F2.5b (3) (ii) de Disposiciones Sísmicas del AISC requiere que la unión de las placas de refuerzo a la riostra de HSS desarrolle la resistencia a la tracción de refuerzo esperada en cada lado de la sección reducida. La resistencia a la tracción esperada de cada placa de refuerzo de **2.5 pulg. × 1/2 pulg**. Se determina de la siguiente manera, con Ry tomado de la Tabla A3.1 de Provisiones Sísmicas de AISC:

$P_{ur} := R_y \cdot F_y \cdot A_r$

$P_{ur} = 39.689$ ***tonnef***

Determine qué longitud "a" se requiere para transferir la fuerza a las placas (ver Figura 3). Aplicando la Ecuación J2-10b de la Especificación AISC para tener en cuenta las soldaduras en ángulo orientadas longitudinal y transversalmente a la dirección de la carga aplicada, y la Ecuación 8-2 del Manual AISC, para cada placa de refuerzo:
El factor 0.85 en la ecuación anterior es el factor de resistencia para soldaduras de filete cargadas longitudinalmente cuando se usa el factor de resistencia de 1.50 para los filetes cargados transversalmente, como se indica en la Ecuación de especificación AISC J2-10b.
Pruebe una longitud de soldadura, $a := 40$ ***cm***. Y resuelva para D:

$$P_u = \left(2\ a(0.85)\ \left(1.392\ \frac{kip}{in}\right) \cdot D\right) + \left(a_r \cdot (1.5) \cdot \left(1.392\ \frac{kip}{in}\right)\right)$$

$$D := \frac{P_{ur}}{2 \cdot a \cdot (0.85)\ \left(1.392\ \frac{\boldsymbol{kip}}{\boldsymbol{in}}\right) + a_r \cdot (1.5) \cdot \left(1.392\ \frac{\boldsymbol{kip}}{\boldsymbol{in}}\right)}$$

$D = 2.059$

$D_{asumido} := 2$ Use 1/8" en soldadura de file

El diseño final de las placas de refuerzo se muestra en la Figura X. La dimensión x es el espacio libre de montaje.

Distribución de fuerza

El método de fuerza uniforme (UFM) se utiliza para determinar las fuerzas en las interfaces cartela a viga y cartela a columna. Como se determinó anteriormente, los parámetros requeridos son:

$e_c = 9.55$ ***in*** $e_b = 7.95$ ***in*** $\theta = 47.84$ ***deg*** $l = 11.811$ ***in***

$\alpha - \beta tan(\theta) = e_b \cdot tan(\theta) - e_c$

$e_b \cdot \tan(\theta) - e_c = -0.77$ ***in***

La dimensión de "extracción" es L + 2t. De la geometría que se muestra en la Figura 2:

$$L = \left(\left(e_b \cdot \tan(\theta) + a \cdot \sin(\theta) \cdot \tan(\theta)\right)^2 + \left(e_b + a \cdot \sin(\theta)\right)^2\right)^{0.5}$$

$$a := \frac{d}{2} + l' \cdot \tan\left(\theta_w\right)$$

$a = 11.291$ ***in***

$$L := \left(\left(e_b \cdot \tan(\theta) + a \cdot \sin(\theta) \cdot \tan(\theta) \right)^2 + \left(e_b + a \cdot \sin(\theta) \right)^2 \right)^{0.5}$$

$$L = 24.314 \ \textbf{\textit{in}}$$

$$Pullof := L + 2 \ \textbf{\textit{in}} = 66.837 \ \textbf{\textit{cm}}$$

La Figura **xx** muestra la geometría requerida para garantizar que la posición de la bisagra (2t) despeje el ala de la viga. Para una riostra pronunciada, es decir, θ del orden de 30 °, se puede derivar una formulación similar para garantizar que la posición de la bisagra (2t) despeje la columna.
Cabe señalar que el ángulo de extensión de 30° que se muestra se utiliza para acomodar la sección de Whitmore. La sección Whitmore de 30° define el ancho efectivo máximo de la distribución de la carga desde el principio hasta el final de la conexión entre riostra y cartela. Cuando se acomoda toda la sección de Whitmore, esta es eficaz para resistir las fuerzas de tracción y compresión en el refuerzo; por lo tanto, acomodar toda la sección de Whitmore resultará en el espesor mínimo del refuerzo. Si se requiere un refuerzo más pequeño, el ángulo de extensión se puede tomar como cualquier ángulo entre 0 ° y 30 °. Tal suposición resultará en refuerzos más pequeños y gruesos. Si bien los refuerzos más pequeños pueden ser más atractivos estéticamente, o pueden causar menos interferencias con los servicios del edificio y la fachada, pueden resultar en conexiones de refuerzo a viga y refuerzo a columna difíciles de lograr y costosas. Es posible que se requieran soldaduras de penetración de junta completa de las conexiones de cartela a viga y de cartela a columna, una de las cuales generalmente será una soldadura de campo. Además, se pueden requerir dobladores de alma de columnas y vigas. La Figura 1 muestra el caso típico para el dimensionamiento del refuerzo, que ha sido ampliamente utilizado, pero debe reconocerse que las variaciones, donde $0° \leq \phi \leq 30°$, son posibles
A partir de la geometría que se muestra en la Figura 2, se usa la distancia desde la cara del ala de la columna hasta el Punto A, Adist, para encontrar la longitud horizontal de la cartela.
La longitud horizontal de la cartela (medida en la interfaz cartela-viga) es:

$$A_{dis} := e_b \cdot \tan(\theta) - e_c + \frac{a}{\cos(\theta)}$$

$$A_{dis} = 16.052 \ \textbf{\textit{in}} \qquad \text{USE 16 1/4 in}$$

Dado que las uniones cartela a columna y cartela a viga están soldadas, elija la longitud de conexión más corta para que no tenga momento porque será la más flexible de las dos. Una forma más formal de distribuir el momento entre los dos bordes de la placa de refuerzo se proporciona en la Parte 13 del Manual AISC y en la Sección 4.2.1 de esta Guía de diseño. En este ejemplo, la cartela a la columna es la longitud más corta. Por lo tanto, elija $\beta = \beta$ y aplique cualquier momento que resulte de la UFM a la interfaz de cartela a viga más rígida.

08. Fuerzas de interfaces en conexión

Usando la notación y las ecuaciones en el Manual AISC Parte 13:

$$\beta' = \beta$$

$\beta := 9.25\ \textbf{\textit{in}}$

$\alpha - \beta tan(\theta) = e_b \cdot tan(\theta) - e_c$

$\alpha := e_b \cdot \tan(\theta) - e_c + \beta \cdot \tan(\theta)$

$\alpha = 9.446\ \textbf{\textit{in}}$

$\hat{\alpha} := \frac{A_{dis} - t_g}{2} + t_g = 8.338\ \textbf{\textit{in}}$

eb = Mitad de altura de viga

ec = Mitad de altura de columna.
α = distancia desde la cara del ala o alma de la columna hasta el centroide de la unión cartela-viga.
β = distancia desde la cara del ala de la viga hasta el centroide de la unión cartela-columna.

Debido que $\alpha \neq \hat{\alpha}$, existirá un momento en la interfaz cartela - viga

Del Capítulo 13 del Manual AISC, determine *r*:

$r := \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2}$

$r = 25.626\ \textbf{\textit{in}}$

$\frac{P_u}{r} = 18.794\ \frac{\textbf{\textit{kip}}}{\textbf{\textit{in}}}$

Para la Ecuación 13-2 del Manual del AISC

$V_{uc} := \beta \cdot \frac{P_u}{r} = 78.853\ \textbf{\textit{tonnef}}$

Para la Ecuación 13-4 del Manual del AISC

$V_{ub} := e_b \cdot \frac{P_u}{r} = 67.771\ \textbf{\textit{tonnef}}$

$V_{uc} + V_{ub} = 146.62\ \textbf{\textit{tonnef}}$

$R_v := V_{uc} + V_{ub} = 146.624\ \textbf{\textit{tonnef}}$

$P_u \cdot \cos(\theta) = 146.624\ \textbf{\textit{tonnef}}$

if $(V_{uc} + V_{ub} \geq P_u \cdot \cos(\theta), \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}) = \text{“Cumple”}$

Para la Ecuación 13-3 del Manual del AISC:

$$H_{uc} := e_c \cdot \frac{P_u}{r}$$

$$H_{uc} = 81.411 \ \textbf{\textit{tonnef}}$$

Para la Ecuación 13-5 del Manual del AISC

$$H_{ub} := \alpha \cdot \frac{P_u}{r}$$

$$H_{ub} = 80.521 \ \textbf{\textit{tonnef}}$$

$$H_{uc} + H_{ub} = 161.931 \ \textbf{\textit{tonnef}}$$

$$\textbf{if}\left(H_{uc} + H_{ub} \geq P_u \cdot \cos(\theta), \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

$$M_{ub} := V_{ub} \cdot (\alpha - \hat{\alpha})$$

$$M_{ub} = 1.906 \ \textbf{\textit{tonnef}} \cdot \textbf{\textit{m}}$$

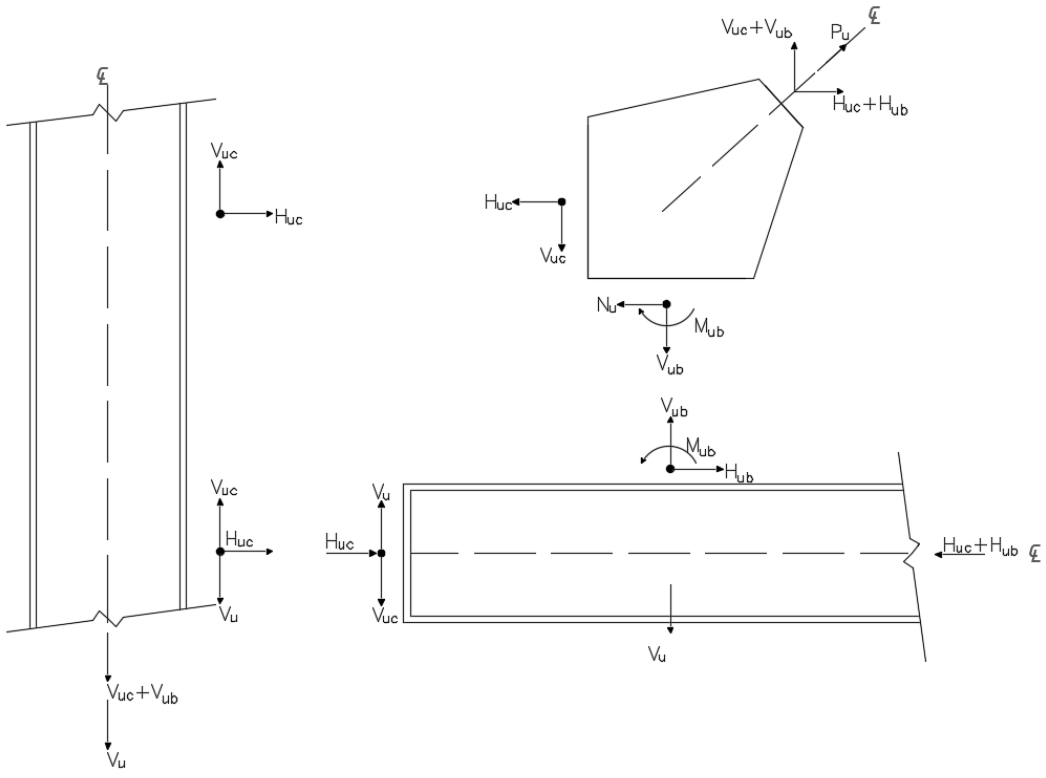


Figura 06. Distribución de fuerzas en conexión

El campo de fuerza admisible de la Figura 6 asume la configuración de arriostramiento de la Figura 1, denominada Configuración A. Para esta configuración no hay una fuerza de transferencia significativa o fuerza de arrastre que ingrese al arriostre

09. Conexión Viga-Columna

Utilice una conexión soldada directamente entre la viga y la columna.

Cortante: $V_u := V_{ub} + V_{ug}$

$V_u = 70.771$ ***tonnef***

$N_u := H_{ub} = 80.521$ ***tonnef***

La fuerza axial se distribuirá a la columna por el ala de la viga y el alma de la viga en proporción a sus áreas, de la siguiente manera:

$A_f := t_{f_viga} \cdot b_f$

$A_f = 2.433$ ***in***^{2}

$A_w := A_{g_viga} - 2 \cdot A_f$

$A_w = 4.264$ ***in***^{2}

$$N_{uf} := \frac{A_f}{A_{g_viga}} \cdot N_u$$

$N_{uf} = 47.309$ ***kip***

$$N_{uw} := \frac{A_w}{A_{g_viga}} \cdot N_u$$

$N_{uw} = 82.899$ ***kip***

10. Diseño de la soldadura del ala del alma a la columna de la viga

Suponga que toda la cizalla es soportada por la soldadura de alma. Dimensione la soldadura que une el alma de la viga al ala de la columna. La longitud de la soldadura se toma como $T = 13.625$ ***in*** . De la Ecuación 8-2 del Manual AISC y el aumento de resistencia direccional permitido en la Sección J2.4 de la Especificación AISC para soldaduras en ángulo:

$l_{w2} := T = 13.625$ ***in*** Longitud de soldadura viga - columna

$$\theta_c := \operatorname{atan}\left(\frac{N_{uw}}{V_u}\right) = 27.983 \ \textbf{deg}$$

$$D = \frac{\phi R_n}{1.392 \ l\left(1 + 0.50 \ sin(\theta)^{1.5}\right)}$$ Tamaño de Soldadura

$$D := \frac{\sqrt{N_{uw}{}^2 + V_u{}^2}}{1.392 \cdot \frac{\textbf{kip}}{\textbf{in}} \cdot 2 \cdot l_{w2} \cdot \left(1 + 0.50 \sin\left(\theta_c\right)^{1.5}\right)}$$

$D = 4.013$ Usar soldadura filete de 5/16"

11. Diseño de soldadura de ala de viga a ala de columna

La longitud de soldadura requerida es:

$l_{fw} := b_f + b_f - t_{w_viga} = 10.785$ ***in***

De la Ecuación 8-2 del Manual AISC y el aumento de resistencia direccional permitido en la Sección J2.4 de la Especificación AISC para soldaduras en ángulo:

$$D = \frac{\phi R_n}{1.392\ l\left(1 + 0.50\ sin\left(\theta\right)^{1.5}\right)}$$

$\phi R_n := N_{uf}$

$$D := \frac{\phi R_n}{1.392 \cdot \frac{\textbf{kip}}{\textbf{in}} \cdot l_{fw} \cdot \left(1 + 0.50 \sin\left(90°\right)^{1.5}\right)}$$

$D = 2.101$ Usar soldadura filete de 5/16"

Se proporciona un clip de 1 pulg. × 1 pulg. En la placa de refuerzo para acomodar la soldadura del ala

Compruebe si hay refuerzos de columna (placas de continuidad)

De la Ecuación 4-2 del Manual AISC, Ecuación 4-4 y Tabla 4-1 para la columna W18 × 65, verifique el rendimiento local del alma y la flexión local del ala de la columna:

Fluencia Local del Alma

$P_{wo} := 861$ ***kip***

$P_{wi} := 64.5\ \frac{\textbf{kip}}{\textbf{in}}$

$\phi R_n := P_{wo} + P_{wi} \cdot t_{f_viga}$

$\phi R_n = 889.38$ ***kip***

$\textbf{if}\left(\phi R_n > N_{uf}, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

El pandeo por compresión del alma no se aplica porque solo se carga el ala

Flexión local del ala

$P_{fb} := 1210\ \textbf{kip}$

$\phi R_n := P_{fb}$

$\textbf{if}\left(\phi R_n > N_{uf}, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

Fluencia Local del Alma

$l_b := l_{w2} = 13.625\ \textbf{in}$

$\phi R_n := \phi \cdot F_y \cdot t_{w_col} \cdot l_b$

$\phi R_n = 306.563\ \textbf{kip}$

$\textbf{if}\left(\phi R_n > N_{uf}, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

De acuerdo al Manual AISC, se debe revisar el Pandeo Local del Alma, y para ello tomando en cuenta la ecuación 9-48, se revisa que:

$\frac{l_b}{d_{col}} = 0.713$

$\textbf{if}\left(\frac{l_b}{d_{col}} > 0.2, \text{“Comprobar WLC”}, \text{“Cumple WLB”}\right) = \text{“Comprobar WLC”}$

Pandeo Local del Alma

$\phi R_5 := 31.1\ \textbf{kip}$ Tabla 9-4 del Manual AISC

$\phi R_6 := 4.30\ \textbf{kip}$ Tabla 9-4 del Manual AISC

$\phi R_n = \phi R_5 + l_b \cdot \langle \phi R_6 \rangle$

$\phi R_n := 2 \cdot \phi R_5 + \frac{2}{\textbf{in}} \cdot l_b \cdot \langle \phi R_6 \rangle$

$\phi R_n = 81.363\ \textbf{tonnef}$

$\textbf{if}\left(\phi R_n > N_{uw}, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

12. Conexión de cartela a viga

Usando los mismos símbolos usados para el método de fuerza uniforme, las resistencias requeridas en la interfaz de conexión de la cartela a la viga como se determinó previamente:

Resistencia al corte requerida: $H_{ub} = 80.521$ ***tonnef***

Fuerza normal requerida: $V_{ub} = 67.771$ ***tonnef***

Resistencia a la flexión requerida: $M_{ub} = 1.906$ ***tonnef • m***

Longitud de cartela a viga: $l_{gb} := l_{cc} - clip = 21.516$ ***in***

Longitud al centro de la cartela:
$l_{cc} := 0.5719$ ***m***

$clip := 1$ ***in***

Verifique la placa de refuerzo para la deformación por cortante y tracción a lo largo del ala de la viga

Como se determina, la longitud de la interfaz cartela-viga es la longitud de la cartela menos el clip, o $l_{gb} = 21.516$ ***in*** . En este ejemplo, para facilitar la combinación de la resistencia normal requerida y la resistencia a la flexión, se usarán tensiones para verificar la tracción y el corte. ceder estados límite. La fluencia por tracción se verifica usando la Sección J4.1 de la Especificación AISC y la fluencia por corte se verifica usando la Sección J4.2:

$$f_{ua} = \frac{V_{ub}}{A_g}$$

$$A_g := l_{gb} \cdot t_g = 13.447 \ \textbf{\textit{in}}^2$$

$$f_{ua} := \frac{V_{ub}}{A_g} = 11.111 \ \textbf{\textit{ksi}}$$

$$f_{ub} = \frac{M_{ub}}{Z}$$

$$Z := \frac{t_g \cdot l_{gb}^{\ 2}}{4} = 72.332 \ \textbf{\textit{in}}^3$$

$$f_{ub} := \frac{M_{ub}}{Z} = 2.287 \ \textbf{\textit{ksi}}$$

Tensión Total: f_{un}

Resistencia a la tracción:

$$f_{un} := f_{ua} + f_{ub}$$

$$f_{un} = 13.398 \ \textbf{\textit{ksi}}$$

$$\textbf{if}\left(f_{un} < 0.90 \cdot F_y, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

Resistencia al cizallamiento

$$f_v := \frac{H_{ub}}{A_g}$$

$f_v = 13.201$ ***ksi***

$\textbf{if}\left(f_v < 1 \cdot 0.6 \cdot F_y, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

Considere la ecuación de interacción derivada de la teoría de la plasticidad de Astaneh-Asl (1998) y Neal (1977) para placas de refuerzo. Se recomienda una ecuación de interacción de cuarto orden. Neal afirma que esta ecuación de interacción aproximada produce resultados dentro del 5% de la carga de falla de límite inferior teórico para todas las combinaciones posibles de resistencia a cortante, normal y a flexión.
La ecuación de iteración es:

$$\left(\frac{M_{ub}}{\phi M_n}\right) + \left(\frac{V_{ub}}{\phi N_n}\right)^2 + \left(\frac{H_{ub}}{\phi V_n}\right)^4 \leq 1$$

Donde:

$M_n = M_p$

$M_n = F_y \cdot Z_x$

$Z_x := \left(\frac{t_g \cdot l_{gb}{}^2}{4}\right)$

$M_n := F_y \cdot Z_x$

$M_n = 3616.62$ ***kip · in***

$N_n := F_y \cdot A_g = 672.367$ ***kip***

$V_n := 0.60 \cdot F_y \cdot A_g = 403.42$ ***kip***

$$\left(\frac{M_{ub}}{0.90 \cdot M_n}\right) + \left(\frac{V_{ub}}{0.90\ N_n}\right)^2 + \left(\frac{H_{ub}}{1 \cdot V_n}\right)^4 = 0.149$$

$$\textbf{if}\left(\left(\frac{M_{ub}}{0.90 \cdot M_n}\right) + \left(\frac{V_{ub}}{0.90\ N_n}\right)^2 + \left(\frac{H_{ub}}{1 \cdot V_n}\right)^4 < 1, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

Se puede ver en este cálculo de interacción que la interacción no es crítica. De hecho, rara vez controla. Los autores han comprobado muchas conexiones de este tipo y nunca han tenido un caso en el que se controle la interacción.

13. Diseño de soldadura de cartela a viga

La Parte 13 del Manual AISC recomienda un aumento en la fuerza de diseño para una conexión soldada entre un refuerzo y una brida de miembro para tener en cuenta la distribución desigual de la carga en la superficie de la soldadura. Por lo tanto, el esfuerzo promedio debe multiplicarse por un factor de 1,25 y luego compararse con el esfuerzo máximo, y el mayor de los dos debe seleccionarse como el esfuerzo de diseño para la soldadura.
De Hewitt y Thornton (2004):

$f_{ua} := \frac{V_{ub}}{2\ l_{gb}}$ Estrés debido a V_{ub}

$f_{ua} = 3.472\ \frac{kip}{in}$

$f_{ub} := \frac{2 \cdot M_{ub}}{l_{gb}^{\ 2}}$ Estrés debido a M_{ub}

$f_{ub} = 0.715\ \frac{kip}{in}$

$f_{un} := f_{ua} + f_{ub}$

$f_{un} = 4.187\ \frac{kip}{in}$

$f_{uv} := \frac{H_{ub}}{2\ l_{gb}}$ Estrés debido a H_{ub}

$f_{uv} = 4.125\ \frac{kip}{in}$

$f_{peak} := \sqrt{(f_{ua} + f_{ub})^2 + f_{uv}^{\ 2}}$ Estrés Resultante

$f_{peak} = 5.878\ \frac{kip}{in}$

$f_{avg} := \frac{1}{2} \cdot \left(\sqrt{(f_{ua} - f_{ub})^2 + f_{uv}^{\ 2}} + \sqrt{(f_{ua} + f_{ub})^2 + f_{uv}^{\ 2}} \right)$ Esfuerzo promedio en la conexión

$f_{avg} = 5.42\ \frac{kip}{in}$

$1.25 \cdot f_{avg} = 6.775\ \frac{kip}{in}$

if $\left(1.25 \cdot f_{avg} > f_{peak}, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

$$\theta_{gb} := \operatorname{atan}\left(\frac{f_{un}}{f_{uv}}\right) = 45.424 \ \textbf{\textit{deg}}$$

Utilizando la ecuación del 8-2 del Manual AISC:

$$D_{req} := \frac{1.25 \cdot f_{avg}}{\left(1.392 \cdot \frac{\textbf{\textit{kip}}}{\textbf{\textit{in}}}\right) \cdot \left(1 + 0.50 \cdot \sin\left(\theta_{gb}\right)^{1.5}\right)}$$

$D_{req} = 3.742$ Use $\frac{5}{16}$ *in* de soldadura de filete en ambos lados de la cartela.

Determine la fuerza normal equivalente

$$N_e := V_{ub} + \frac{2 \cdot M_{ub}}{\left(\frac{l_{gb}}{2}\right)}$$

$N_e = 180.166$ ***kip***

Compruebe el rendimiento local del alma de la viga

La fuerza concentrada, que es la fuerza resultante de la cartela, actúa a una distancia de $\frac{l_{gb}}{2} = 10.758$ ***in*** del extremo de la viga. De la sección J10.2 de la especificación AISC, utilice la ecuación J10-2 porque esta distancia es mayor que la profundidad del haz:

$\phi R_n = \phi \cdot F_{yw} \cdot t_w \cdot \left(5 \ k_{des} + l_b\right)$ $F_{yw} := F_y$

$\phi R_n := 1 \cdot F_{yw} \cdot t_{w_viga} \cdot \left(5 \ k_{des_viga} + l_{gb}\right) = 353.729$ ***kip***

$\textbf{if}\left(\phi R_n > N_e, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

Compruebe el paralizador local del ala de la viga

Según se determina para el rendimiento local de la ala, la fuerza concentrada actúa a una distancia de $\frac{l_{gb}}{2} = 10.758$ ***in*** del extremo de la viga que es mayor que d / 2. Por lo tanto, de la ecuación de especificación AISC J10-4:

$$\phi R_n = \phi 0.80 \cdot t_w^{\ 2} \cdot \left(1 + 3 \cdot \left(\frac{l_b}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yw} \cdot t_f}{t_w}}$$

$$\phi R_n := 0.75 \cdot 0.80 \cdot t_{w_viga}^{\ 2} \cdot \left(1 + 3 \cdot \left(\frac{l_{gb}}{d_{viga}}\right)\left(\frac{t_{w_viga}}{t_{f_viga}}\right)^{1.5}\right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yw} \cdot t_{f_viga}}{t_{w_viga}}}$$

$\phi R_n = 207.744$ ***kip***

$\textbf{if}\left(\phi R_n > N_e, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

Conexión de columna a cartela

Las fuerzas requeridas son:

Fuerza normal requerida: $H_{uc} = 179.48\ \textbf{\textit{kip}}$

$l_{cc} = 22.516\ \textbf{\textit{in}}$

Resistencia al corte requerida: $V_{uc} = 173.842\ \textbf{\textit{kip}}$

La longitud de la soldadura es de 0.47 m. Como se muestra en la Figura XX, con el clip de 1 pulg. × 1 pulg. Debido a que no hay un momento en esta conexión, las tensiones promedio y máxima son las mismas; por lo tanto, se incluirá el factor de ductilidad de la soldadura discutido en el Manual AISC Parte 13 de 1.25. A partir de la Ecuación 8-2 del Manual AISC y el aumento de resistencia direccional permitido en la Sección J2.4 de la Especificación AISC para soldaduras de filete, el tamaño de la soldadura de filete se determina de la siguiente manera:

$$\theta_{cg} := \operatorname{atan}\left(\frac{H_{uc}}{V_{uc}}\right) = 45.914\ \textbf{\textit{deg}} \qquad l_{w.cg} := l_{cc} = 22.516\ \textbf{\textit{in}}$$

Figura 1

$$D = 1.25\left(\frac{R_u}{1.392 \cdot l \cdot \left(1 + 0.50\ sin(\theta)^{1.5}\right)}\right)$$

$$D := 1.25\left(\frac{\sqrt{H_{uc}{}^2 + V_{uc}{}^2}}{1.392\ \frac{\textbf{\textit{kip}}}{\textbf{\textit{in}}} \cdot 2 \cdot l_{w.cg} \cdot \left(1 + 0.50\ \sin(\theta)^{1.5}\right)}\right)$$

$D = 3.777$ Use soldadura de filete de 5/16

Fluencia Local del Alma y Pandeo Local del Alma en Columna

Según la verificación del alma de la viga, se supone que están bien. porque la columna tiene una forma más pesada y la resistencia normal requerida es casi la misma que la aplicada a la viga.

Verifique la resistencia al corte de la columna

La resistencia al corte requerida de la columna es igual a la fuerza normal requerida de $H_{uc} = 81.411\ \textbf{\textit{tonnef}}$. De la tabla 3-6 del manual AISC:

$\phi_v V_n := 249\ \textbf{\textit{kip}}$

$\textbf{if}\left(\phi_v V_n > H_{uc}, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

CHEVRON BRACE CONNECTION

Diseñe la conexión de arriostramiento Chevron para la viga W16x31 y los dos arriostramientos HSS 5 1/2 x 5 1/2 x 3/8 que se muestran en la Figura 01, esta es típica de refuerzos en forma de V invertida.

La resistencia axial requerida de las conexiones de arriostramiento es:

$P_u := 39.96$ ***tonnef***

Figura 01. Conexión típica de riostra de Chevron.

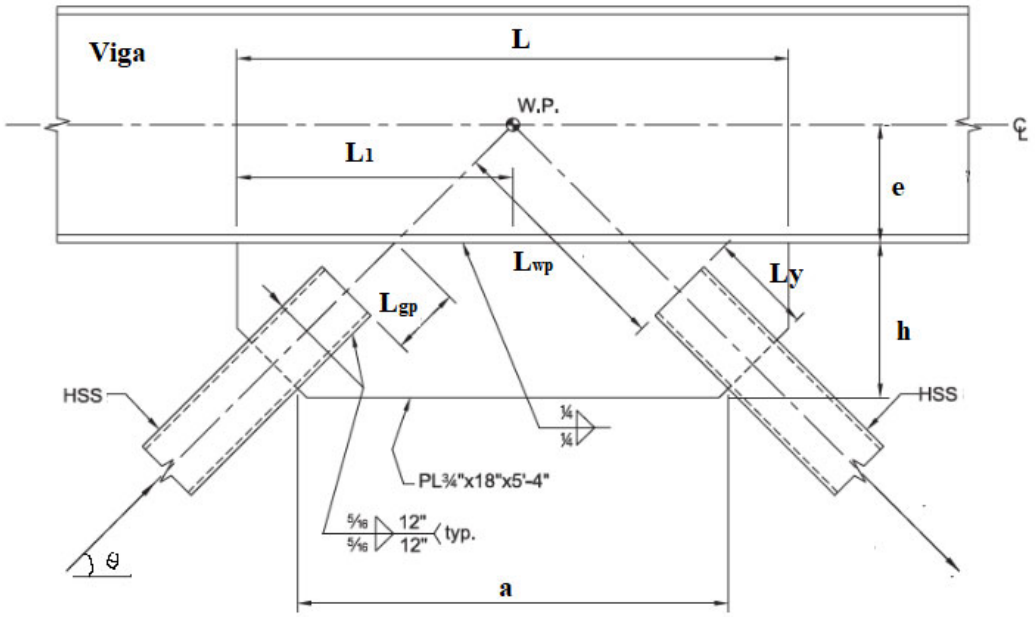
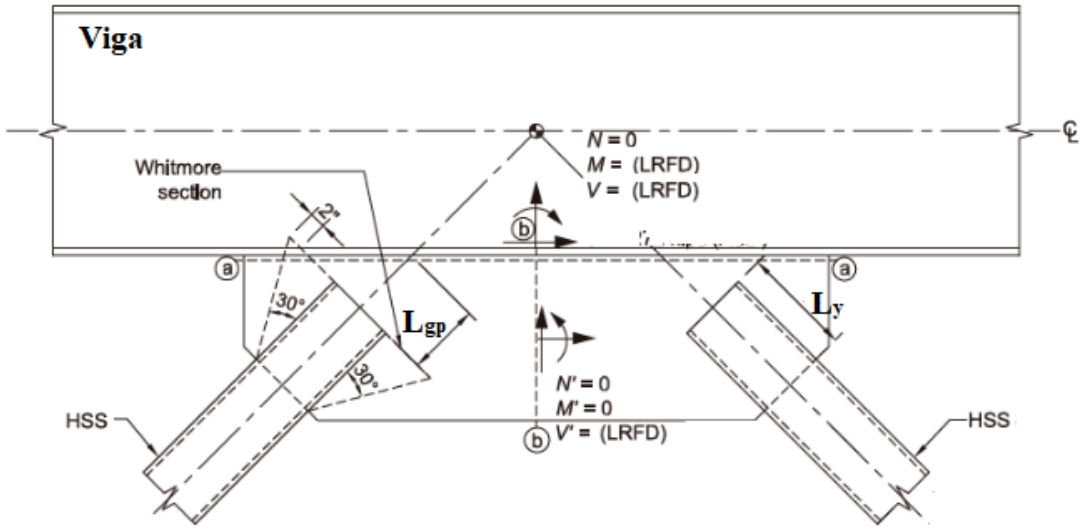


Figura 02. Fuerzas en la Conexión.



De las Tablas 2-4 y 2-5 del Manual AISC, las propiedades del material son las siguientes:

ASTM A572 G50: Vigas

$F_y := 50\ \textbf{ksi}$ $F_u := 65\ \textbf{ksi}$ $E := 29000\ \textbf{ksi}$

ASTM A572 G50: Riostras $5.5\ \textbf{in} = 13.97\ \textbf{cm}$

$F_{y'} := 50\ \textbf{ksi}$ $F_{u'} := 65\ \textbf{ksi}$

De la Tabla 1-1 y la Tabla 1-12 del Manual AISC, las propiedades geométricas de los miembros son las siguientes:

Viga: W16x31

$t_{w_viga} := 0.275\ \textbf{in}$ $t_{f_viga} := 0.44\ \textbf{in}$ $d_{viga} := 15.9\ \textbf{in}$

$k_{des_viga} := 0.842\ \textbf{in}$ $b_{f_viga} := 5.53\ \textbf{in}$ $e := \frac{d_{viga}}{2}$

Arriostre: HSS5 1/2 x 5 1/2 x 3/8

$A_{g_a} := 6.88\ \textbf{in}^2$ $r_a := 2.08\ \textbf{in}$ $t_{des_a} := 0.349\ \textbf{in}$

La geometría de esta conexión se muestra en la Figura 1. El punto de trabajo está en la ubicación concéntrica en el eje de gravedad de la viga, $e = 7.95\ \textbf{in}$ desde la cara exterior del ala inferior. Los biseles de la riostra son iguales y las cargas de la riostra son iguales en $P_u = 39.96\ \textbf{tonnef}$. Por lo tanto, el refuerzo será simétrico y Δ = 0, utilizando la notación definida en la Figura 3.

Debido a que las fuerzas de la riostra son reversibles, es posible que ambas sean tensión o ambas sean compresión, pero el caso más común es que una sea tensión y la otra compresión, como se supondrá aquí. La figura 2 muestra el diagrama de cuerpo libre (campos de fuerza admisibles) para este caso.

Usando la notación general dada en la Figura 4-5:

$L := 3\ \textbf{ft} + 3\ \textbf{in} + \frac{3}{16}\ \textbf{in}$ $\theta := 42\ \textbf{deg}$

$L_1 := \frac{L}{2} = 19.594\ \textbf{in}$ $a := 2\ \textbf{ft} + 4\ \textbf{in} + \frac{1}{2}\ \textbf{in}$

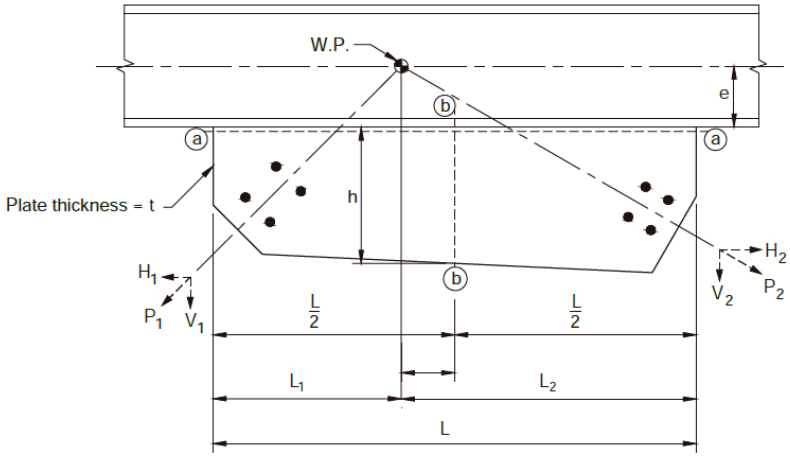
$b := 1\ \textbf{ft} + \frac{7}{8}\ \textbf{in}$

$L_2 := \frac{L}{2} = 19.594\ \textbf{in}$

$e = 7.95\ \textbf{in}$

$\Delta := \frac{1}{2}\left(L_2 - L_1\right) = 0\ \textbf{m}$

Figura 03. Fuerzas en Conexión Chevron.



Sign convention

P_1, P_2 + for tension, - for compression
If P_1 is +, V_1 and H_1 are + also
If P_1 is -, V_1 and H_1 are - also
Same for P_2 (V_2, H_2)

$\Delta = \frac{1}{2}(L_2 - L_1)$ Note Δ is negative if $L_2 < L_1$

$M_1 = H_1 e + V_1 \Delta$

$M_2 = H_2 e - V_2 \Delta$

$M_1' = \frac{1}{8} V_1 L - \frac{1}{4} H_1 h - \frac{1}{2} M_1$

$M_2' = \frac{1}{8} V_2 L - \frac{1}{4} H_2 h - \frac{1}{2} M_2$

En los siguientes cálculos, el subíndice "1" denota la llave 1, en el lado izquierdo de la Figura 5-19, y el subíndice "2" denota la llave 2 en el lado derecho. La fuerza axial, la fuerza cortante y el momento que actúan sobre la sección b-b tienen un símbolo "primo" para distinguirlos de la fuerza axial, la fuerza cortante y el momento que actúan sobre la sección a-a.

Los componentes horizontal y vertical de las fuerzas de la riostra son:

$P_{u1} := -P_u$ $\qquad$ $P_{u2} := P_u$

$H_{u1} := -P_u \cdot \cos(\theta) = -65.469$ ***kip*** $\qquad$ $H_{u2} := P_u \cdot \cos(\theta) = 65.469$ ***kip***

$V_{u1} := -P_u \cdot \sin(\theta) = -58.948$ ***kip*** $\qquad$ $V_{u2} := P_u \cdot \sin(\theta) = 58.948$ ***kip***

Usando las ecuaciones presentadas en la Figura 3, los momentos son:

$M_{u1} := H_{u1} \cdot e + V_{u1} \cdot \Delta$

$M_{u1} = -520.476$ ***kip*** $\cdot$ ***in***

$M_{u2} := H_{u2} \cdot e - V_{u2} \cdot \Delta$

$M_{u2} = 520.476 \ \boldsymbol{kip \cdot in}$

$M'_{u1} := \frac{1}{8} \ V_{u1} \cdot L - \frac{1}{4} \cdot H_{u1} \cdot b - \frac{1}{2} \cdot M_{u1}$

$M'_{u1} = 182.211 \ \boldsymbol{kip \cdot in}$

$M'_{u2} := \frac{1}{8} \ V_{u2} \cdot L - \frac{1}{4} \cdot H_{u2} \cdot b - \frac{1}{2} \cdot M_{u2}$

$M'_{u2} = -182.211 \ \boldsymbol{kip \cdot in}$

Tenga en cuenta que los signos de las diversas fuerzas y ecuaciones son importantes.

Cálculo de las fuerzas en la Sección a-a, la interfaz cartela-viga (usando ecuaciones basadas en la Figura 4-6):

Axial

$N_u := V_{u1} + V_{u2}$

$N_u = 0 \ \boldsymbol{N}$

Cortante

$V_u := H_{u1} - H_{u2}$

$V_u = -130.937 \ \boldsymbol{kip}$

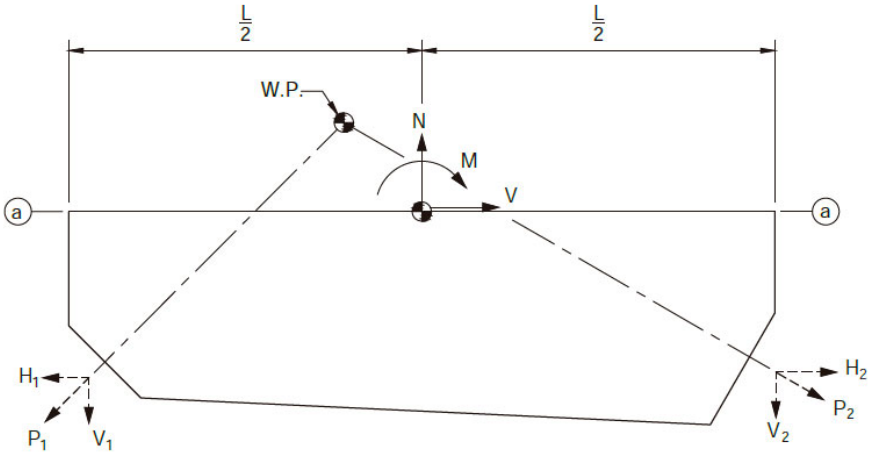
Momento

$M_u := M_{u1} - M_{u2}$

$M_u = -1040.951 \ \boldsymbol{kip \cdot in}$

Los signos negativos en el cortante y el momento indican que estas fuerzas actúan en sentido opuesto a las direcciones positivas asumidas en la Figura 04. Una ubicación importante en el refuerzo es la Sección b-b que se muestra en la Figura 05. Las fuerzas en esta sección son:

Figura 04. Fuerzas en la sección a-a (se muestran las direcciones positivas).



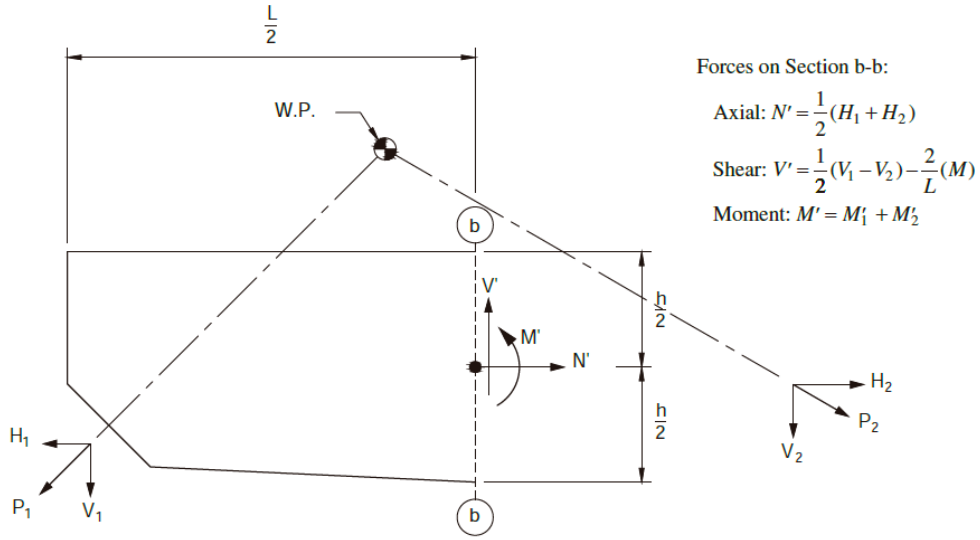
Forces on Section a-a:

Axial: $N = V_1 + V_2$

Shear: $V = H_1 - H_2$

Moment: $M = M_1 - M_2$

Figura 05. Fuerzas en la Sección b-b (se muestran las direcciones positivas).



Forces on Section b-b:

Axial: $N' = \frac{1}{2}(H_1 + H_2)$

Shear: $V' = \frac{1}{2}(V_1 - V_2) - \frac{2}{L}(M)$

Moment: $M' = M_1' + M_2'$

Axial

$$N'_u := \frac{1}{2}\left(H_{u1} + H_{u2}\right)$$

$$N'_u = 0 \ \textbf{\textit{kip}}$$

Cortante

$$V'_u := \frac{1}{2}\left(V_{u1} - V_{u2}\right) - \frac{2 \cdot M_u}{L}$$

$V'_u = -5.822$ **kip**

Momento

$M'_u := M'_{u1} + M'_{u2}$

$M'_u = 0$ **kip · in**

Estas fuerzas se muestran en la Figura 5-20 actuando sobre la mitad izquierda del refuerzo. V'_u actúa en sentido opuesto a la dirección que se muestra, como lo indica el signo menos. Con todas las fuerzas de la interfaz (Sección a-a) e internas (Sección b-b) conocidas, ahora se puede diseñar la conexión.

Conexión de riostra a cartela

Esta parte de la conexión debe diseñarse primero porque dará un tamaño mínimo requerido de la placa de refuerzo.

Verifique la resistencia a la tensión en la riostra

El límite elástico disponible a la tracción se determina a partir de la sección J4.1 (a) de la especificación AISC, ecuación J4-1:

$\phi R_n = \phi F_y \cdot A_{g_a}$

$\phi R_n := 0.90 \; F_{y'} \cdot A_{g_a}$

$\phi R_n = 309.6$ **kip**

Compruebe la rotura por tracción en la riostra

A partir de la Ecuación J4-4 de la especificación AISC, determine la longitud mínima de soldadura requerida para proporcionar la resistencia a la ruptura por corte disponible adecuada del material de la riostra. Elija una longitud de conexión entre la riostra y la cartela según el estado límite de ruptura por cortante en la pared de la riostra:

$P_u = 0.60 \cdot \left(\phi \cdot F_{u'} \cdot t \cdot l \cdot (4)\right)$

$$l := \frac{P_u}{0.60 \cdot \left(0.75 \cdot F_{u'} \cdot t_{des_a} \cdot (4)\right)}$$

$l = 2.157$ **in**

Si un 5/16 pulg. La soldadura de filete se asume con cuatro líneas de soldaduras, la Ecuación J2-4 de la Especificación AISC y la Tabla J2.5 dan:

$$w := \frac{5}{16}\ \textbf{in} \qquad F_{EXX} := 70\ \textbf{ksi}$$

$$\phi P_n = \phi \cdot 0.60\ F_{EXX} \cdot \left(\frac{1}{\sqrt{2}}\right) \cdot w\,(4\ l) \geq P_u$$

$$l := \frac{P_u}{0.75 \cdot 0.60\ F_{EXX} \cdot \left(\frac{1}{\sqrt{2}}\right) \cdot w \cdot 4}$$

$$l = 3.164\ \textbf{in}$$

$$l := 5\ \textbf{in}$$

Tenga en cuenta que en esta aplicación, el tamaño de soldadura real utilizado sería de 5/16 de pulgada debido al espacio de la ranura; es decir, con soldaduras de filete de 1/4 de pulgada indicadas en el dibujo, el fabricante aumentaría el tamaño de la soldadura a 5/16 de pulgada para compensar el espacio entre la riostra y la cartela (ver AWS D1.1 cláusula 5.22.1) . Este es un filete de una sola pasada, mientras que la soldadura de filete especificada de 5/16 pulg. Será una soldadura de filete de múltiples pasadas de 3/8 pulg.

Del Manual AISC Parte 8, Ecuaciones 8-2a y 8-2b, este cálculo podría escribirse de manera más simple:

$$D := 5$$

$$\phi P_n = 1.392\ D \cdot l$$

$$l := \frac{P_u}{1.392 \cdot \frac{\textbf{kip}}{\textbf{in}} \cdot D \cdot 4}$$

$$l = 3.164\ \textbf{in}$$

$$l := 5\ \textbf{in}$$

Utilice una soldadura de filete de 5 pulgadas de largo y 5/16 pulgadas. Con $l = 5\ \textbf{in}$. Determine el factor de retardo de cortante, U.

El símbolo, d_{slot}, que se utiliza a continuación es el ancho de la ranura en la riostra HSS, que se toma como el grosor de la cartela más 1/16 pulg. A cada lado. Se asume una placa de refuerzo de 1/2 de pulgada de espesor y luego se verifica.

$$t_g := \frac{1}{2}\ \textbf{in}$$

$$d_{slot} := t_g + \frac{1}{16}\ \textbf{in} + \frac{1}{16}\ \textbf{in}$$

$d_{slot} = 0.625\ \textbf{in}$

$A_n := A_{g_a} - 2 \cdot t_{des_a} \cdot d_{slot}$

$A_n = 6.444\ \textbf{in}^2$

De la tabla de especificaciones AISC D3.1, caso 6 con una sola placa de refuerzo concéntrica:

$B := 5.5\ \textbf{in}$ Base de riostra

$H := B = 5.5\ \textbf{in}$ Altura de riostra

$$x := \frac{B^2 + 2 \cdot B \cdot H}{4\ (B + H)}$$

$x = 2.063\ \textbf{in}$

$$U := 1 - \left(\frac{x}{l}\right)$$

$U = 0.588$

De la ecuación de especificación AISC D3-1:

$A_e := A_n \cdot U$

$A_e = 3.786\ \textbf{in}^2$

Según la sección J4.1 (b) de la especificación AISC, la resistencia a la rotura por tracción disponible de la riostra es:

$\phi R_n = \phi F_u A_e$

$\phi R_n := 0.75 \cdot F_{u'} \cdot A_e$

$\phi R_n = 184.553\ \textbf{kip}$

$$\textbf{if}\left(\phi R_n > P_u, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

Compruebe la rotura por cizallamiento del bloque en la cartela

Suponga un espesor de placa de refuerzo de 1/2 in. La resistencia disponible para el estado límite de ruptura por corte del bloque se indica en la sección J4.3 de la especificación AISC de la siguiente manera:

$R_n = 0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$ (Ec. Esp. J4-5)

Componente que produce cizallamiento:

$A_{gv} := l \cdot 2 \cdot t_g = 5$ ***in***^{2}

$0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} = 150$ ***kip***

Componente de ruptura por cizallamiento

$A_{nv} := A_{gv}$

$0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv} = 195$ ***kip***

Componente de ruptura por tensión:

$U_{bs} := 1$ De la sección J4.3 de la especificación AISC porque la conexión se carga uniformemente

$A_{nt} = A_{gt}$

$A_{nt} := B \cdot t_g = 2.75$ ***in***^{2}

$U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 178.75$ ***kip***

La resistencia a la rotura por cizallamiento del bloque disponible de la cartela es:

$R_{n1} := 0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 373.75$ ***kip***

$R_{n2} := 0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 328.75$ ***kip***

$R_n := min\left(R_{n1}, R_{n2}\right) = 328.75$ ***kip***

$\phi R_n := 0.75 \cdot R_n = 246.563$ ***kip***

$\textbf{if}\left(\phi R_n > P_u, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

Si las riostras tuvieran cargas diferentes, sería necesario verificar el corte del bloque para cada riostra.

Verifique la placa de refuerzo para la resistencia a la tracción en la sección de Whitmore

De la Parte 9 del Manual AISC, el ancho de la sección de Whitmore es: $l_{gp} := 5$ ***in***

$\theta_w := 30$ ***deg***

$l_w := l_{gp} + 2 \cdot l \cdot \tan\left(\theta_w\right) = 10.774$ ***in***

Puede verse en la Figura 02 que alrededor de 2.00 pulgadas de la sección de Whitmore están en el alma de la viga. El espesor $t_{w_viga} = 0.275$ ***in*** $< t_g = 0.5$ ***in***; por lo tanto, la parte del área de Whitmore en la web se contabiliza

$A_w := \left(l_w - 2\ \textbf{in}\right) \cdot t_g + 2\ \textbf{in} \cdot t_{w_viga} = 4.937\ \textbf{in}^2$

$\phi R_n := 0.90 \cdot F_y \cdot A_w$

$\phi R_n = 222.154$ ***kip***

$\textbf{if}\left(\phi R_n > P_u, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

Compruebe si la cartela se pandea en la sección de Whitmore.

La resistencia a la compresión disponible de la cartela basada en el estado límite de pandeo por flexión se determina a partir de la sección J4.4 de la especificación AISC, utilizando un factor de longitud efectivo, K, de 0,65 según Dowswell (2006, 2009, 2012). Como se muestra en la Figura 02, la longitud sin arriostramiento de la placa de refuerzo es de $l_{gp} = 5$ ***in***

$K := 0.65$

$\lambda_{gp} = \dfrac{KL}{r}$

$\lambda_{gp} := \dfrac{K \cdot l_{gp}}{\left(\dfrac{t_g}{\sqrt{12}}\right)} = 22.517$

Debido a que KL / r <25.0, de acuerdo con la Sección J4.4 de la Especificación AISC, la resistencia a la compresión es la misma que para la deformación por tracción, que se verificó previamente.

Conexión de cartela a viga (Sección a-a)

Las fuerzas requeridas son:

Resistencia al corte requerida: $V_u := \left|V_u\right| = 130.937$ ***kip***

Resistencia axial requerida: $N_u := \left|N_u\right| = 0$ ***kip***

Resistencia a la flexión requerida: $M_u := \left|M_u\right| = 1040.951$ ***kip*** $\cdot$ ***in***

Verifique la cartela para ver si hay deformación a tracción y deformación a cortante a lo largo del ala de la viga.

En este ejemplo, para permitir la combinación de la resistencia normal requerida y la resistencia a la flexión, se usarán tensiones para verificar el límite elástico a cortante y el límite de elasticidad a la tracción en la placa de refuerzo. La fluencia por cizallamiento se verifica usando la Sección J4.2 de la Especificación AISC y la fluencia por tracción se verifica usando la Sección J4.1:

Esfuerzo de fluencia cortante:

$A_g := t_g \cdot L = 19.594 \ \textbf{\textit{in}}^2$

$f_{uv} := \frac{V_u}{A_g} = 6.683 \ \textbf{\textit{ksi}}$

$\textbf{if}\left(f_{uv} < 1 \cdot 0.60 \ F_y, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

Esfuerzo de fluencia por tracción:

$f_{ua} := \frac{N_u}{A_g} = 0 \ \textbf{\textit{ksi}}$

$Z := \frac{t_g \cdot L^2}{4} = 191.958 \ \textbf{\textit{in}}^3$

$f_{ub} := \frac{M_u}{Z} = 5.423 \ \textbf{\textit{ksi}}$

La tensión normal total

$f_{un} := f_{ua} + f_{ub} = 5.423 \ \textbf{\textit{ksi}}$

$\textbf{if}\left(f_{un} < 0.90 \cdot F_y, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

Diseñe la soldadura para la unión de cartela y ala de viga

La fuerza cortante de 408 kip (LRFD) o 272 kip (ASD) debe aplicarse al centro de la viga. Esta es una función de la resistencia a la flexión requerida. La excentricidad efectiva de la fuerza cortante es:

$e := \frac{M_u}{V_u} = 7.95 \ \textbf{\textit{in}}$

Por lo tanto, de la Tabla 8-4 del Manual AISC para Ángulo = 0, k = 0, se define el valor de a_0, y por interpolación el valor de C. Con $C_1 := 1$, el número de dieciseisavos de soldadura requeridos con un factor de ductilidad de 1.25 (como se discute en el Manual AISC Parte 13) se determina a partir de la Ecuación 8-13 del Manual AISC:

$a_0 := \frac{e}{L} = 0.203 \qquad C := 3.675 \qquad C_1 := 1$

$$D_{req'd} = \frac{r_u}{\phi \cdot C \cdot C_1 \cdot l}$$

$$D_{req'd} := \frac{V_u \cdot \frac{1.25\ \textbf{in}}{\textbf{kip}}}{0.75 \cdot C \cdot C_1 \cdot L} = 1.515$$

Utilice una soldadura de filete de doble cara de 1/4 de pulgada.

A continuación, se muestra un método alternativo para determinar el tamaño de soldadura requerido que no requiere el uso de una tabla del Manual AISC. Consulte el Apéndice B para ver una discusión del método. Este método es similar al método de Hewitt y Thornton (2004) excepto que permite el uso de una mayor resistencia de las soldaduras de filete cargadas en un ángulo con respecto al eje longitudinal de la soldadura.

La resistencia al corte requerida es $V_u = 130.937\ \textbf{kip}$. La fuerza normal y el momento se pueden combinar para generar una fuerza normal equivalente máxima (vea el Apéndice B, Figura B-1):

$$N_{max} := |N_u| + \left| \frac{2 \cdot M_u}{\frac{L}{2}} \right|$$

$$N_{max} = 106.253\ \textbf{kip}$$

Y una fuerza normal equivalente mínima

$$N_{min} := \left| |N_u| - \left| \frac{4 \cdot M_u}{L} \right| \right|$$

$$N_{min} = 106.253\ \textbf{kip}$$

La fuerza resultante de la soldadura máxim

$$R_{peak} := \sqrt{V_u{}^2 + N_{max}{}^2}$$

$$R_{peak} = 168.625\ \textbf{kip}$$

La fuerza resultante de soldadura promedio:

$$R_{avg} := \sqrt{V_u{}^2 + \left(\frac{N_{max} + N_{min}}{2} \right)^2}$$

$$R_{avg} = 168.625\ \textbf{kip}$$

$$\textbf{if}\left(1.25\ R_{avg} > R_{peak}, \text{“Usar 1”}, \text{“Usar 2”}\right) = \text{“Usar 1”}$$

Debido a que $1.25\ R_{avg} > R_{peak}$, use $1.25\ R_{avg}$ para dimensionar la soldadura. De la Ecuación 8-2 del Manual AISC, incluido el aumento de la resistencia direccional de la soldadura de filete proporcionado en la Ecuación J2-4 de la Especificación AISC:

$$\theta := \operatorname{atan}\left(\frac{N_{max}}{V_u}\right) = 39.059\ \textbf{\textit{deg}}$$

$$D_{req} := \frac{\max\left(1.25 \cdot R_{peak}, R_{peak}\right)}{1.392 \cdot \frac{\textbf{\textit{kip}}}{\textbf{\textit{in}}} \cdot \left(1 + 0.50 \cdot \sin\left(\theta\right)^{1.5}\right) \cdot \left(2 \cdot L\right)}$$

$$D_{req} = 1.546$$

% de diferencia entre método:

$$\left|\left(\frac{D_{req} - D_{req'd}}{D_{req'd}}\right)\right| \cdot 100 = 1.992$$

Tenga en cuenta que el aumento de la resistencia direccional de $1 + 0.50 \cdot \sin\left(\theta\right)^{1.5} = 1.25$ indica un aumento del 22% sobre la resistencia de una soldadura de filete cargada longitudinalmente.

Este método alternativo produce un resultado que es 0.5% más pequeño que el resultado de usar el método de la Tabla 8-4 del Manual AISC, que es esencialmente la misma respuesta. El tamaño de soldadura requerido es de 1/4 pulg. que es el tamaño de soldadura mínimo de AISC de la Tabla de especificaciones AISC J2-4. En el Apéndice B se ofrece una discusión sobre el método alternativo.

Verifique la resistencia interna de la cartela (Sección b-b)

Como se mencionó anteriormente, el símbolo principal después de la cantidad de fuerza indica que actúa sobre la Sección b-b a través de la placa de refuerzo. La sección de control para este refuerzo de Chevrón es la sección horizontal a-a. La sección b-b, que es una sección de cartela interna, más la sección transversal de la viga por encima de la sección de cartela b-b, debe poder transferir los componentes verticales de la riostra, V_1 y V_2, a través de esta sección. Las fuerzas H', N' y M' son un resultado directo de las fuerzas H, N y M asumidas en la sección de control a-a. Vea las Figuras 03, 04 y 05.

Las fuerzas requeridas son:

Resistencia al corte requerida $V'_u = -5.822\ \textbf{\textit{kip}}$

Resistencia axial requerida $N'_u := |N'_u| = 0$ ***kip***

Resistencia a la flexión requerida $M'_u := |M'_u| = 0$ ***kip • in***

Revise la cartela para ver si tiene cizallamiento en la Sección b-b

Según la sección J4.2 (a) de la especificación AISC, el límite elástico disponible al cortante de la placa de refuerzo es:

$\phi R_n = \phi \cdot 0.60\ F_y \cdot A_{gv}$

$A_{gv} := t_g \cdot b = 6.438$ ***in***^{2}

$\phi R_n := 1 \cdot 0.60\ F_y \cdot A_{gv}$

$\phi R_n = 193.125$ ***kip***

$$\text{if}\left(\phi R_n > |V'_u|, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

Dado que N' y M' son cero, no hay más comprobaciones.

Si N' y M' no fueran cero, es posible que exista un esfuerzo de compresión en el borde libre del refuerzo en la Sección b-b. En este caso, se debe verificar que el refuerzo no esté pandeado bajo esta tensión. Se puede utilizar el procedimiento que se describe en el Manual AISC en las páginas 9-8 y 9-9 para el pandeo de vigas. Este procedimiento manual se desarrolla en un método de pandeo de borde libre de cartela en el Apéndice C, Sección C.4, donde se lo conoce como el método de mantenimiento de fuerza admisible (AFMM).

Verifique las tensiones de cartela en la Sección b-b para un caso de carga hipotético

Como ejemplo, considere que ambos tirantes de la Figura 5-19 están en compresión simultáneamente. Entonces $P_1 = P_2$ y de la Figura 4-5:

$M_{u1} := H_{u1} \cdot e$

$M_{u1} = -520.476$ ***kip • in***

$M_{u2} := -H_{u2} \cdot e$

$M_{u2} = -520.476$ ***kip • in***

$$M'_{u1} := \frac{1}{8}\ V_{u1} \cdot L - \frac{1}{4} \cdot H_{u1} \cdot b - \frac{1}{2} \cdot M_{u1}$$

$M'_{u1} = 182.211$ ***kip • in***

$$M'_{u2} := \frac{1}{8}\ V_{u2} \cdot L - \frac{1}{4} \cdot H_{u2} \cdot b - \frac{1}{2} \cdot M_{u2}$$

$M'_{u2} = 338.265 \ \textbf{kip} \cdot \textbf{in}$

De la Figura 04, las fuerzas en la Sección a-a son:

$N_u := H_{u1} - H_{u2} = -130.937 \ \textbf{kip}$

$V_u := V_{u2} + V_{u1} = 0 \ \textbf{kip}$

$M_u := M_{u2} - M_{u1} = 0 \ \textbf{kip} \cdot \textbf{in}$

Y los de la Sección b-b de la Figura 05 son:

$N' := \frac{1}{2} \cdot \left(H_{u1} + V_{u1} \right)$

$N' = -62.208 \ \textbf{kip}$

$V' := \frac{1}{2} \left(V_{u2} + H_{u2} \right) \cdot \frac{2}{L} \cdot 0 \ \textbf{in}$

$V' = 0 \ \textbf{kip}$

$M' := M'_{u1} - M'_{u1}$

$M' = 0 \ \textbf{kip} \cdot \textbf{in}$

$N' := \frac{1}{2} \left(V_{u1} + V_{u1} \right) = -58.948 \ \textbf{kip}$

$V' := \frac{1}{2} \left(V_{u1} - V_{u1} \right) = 0 \ \textbf{kip}$

$M' := M'_{u1} + M'_{u1}$

$M' = 364.422 \ \textbf{kip} \cdot \textbf{in}$

Toda la sección b-b está sometida a una compresión uniforme de N' y una fuerza de compresión adicional debida a M'. La fuerza normal equivalente (compresión) del caso más desfavorable se puede calcular (consulte el Apéndice B, Figura B-1) como:

$N_{ue} := H_{u2} + \frac{4 \ M'}{b}$

$N_{ue} = 178.687 \ \textbf{kip}$

Tenga en cuenta que esta fuerza normal equivalente producirá la tensión normal máxima correcta de la cartela, pero es conservadora para el pandeo porque la parte compresiva de la tensión debida a M ′ actúa sobre la mitad superior de la sección b-b de la cartela, porque M ′ es mayor que cero. Las dimensiones a y b, escaladas o calculadas a partir de la Figura 01, son $a = 28.5$ ***in*** y $b = 12.875$ ***in***. A partir del Apéndice C, Sección C.4, λ y Q se pueden determinar de la siguiente manera:

$$\lambda := \frac{\left(\frac{b}{t_g}\right) \cdot \sqrt{F_y} \cdot \mathbf{ksi}^{\frac{1}{2}}}{5\ \mathbf{ksi} \cdot \sqrt{475 + \frac{1120}{\left(\frac{a}{b}\right)^2}}}$$

$$\lambda = 1.373$$

Cuando:

$Q = 1$ for $\lambda \le 0.7$ (yield controls)
$= 1.34 - 0.486\lambda$ for $0.7 \le \lambda \le 1.41$ (inelastic buckling controls)
$= \frac{1.3}{\lambda^2}$ for $\lambda > 1.41$ (elastic buckling controls)

Se usa segunda condición

$$Q := 1.34 - 0.486 \cdot \lambda = 0.673$$

$$\phi F_{cr} := 0.90 \cdot Q \cdot F_y = 30.275\ \mathbf{ksi}$$

El esfuerzo de compresión real (en el peor de los casos) es:

$$f_{ua} := \frac{N_{ue}}{t_g \cdot b} = 27.757\ \mathbf{ksi}$$

$$\mathbf{if}\left(f_{ua} < \phi F_{cr}, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

Debido a que el pandeo de cartelas sí controla, se podría agregar un refuerzo de borde o se podría usar una placa más gruesa. Esta última suele ser la solución más económica. Una placa de $t_{gp} := \frac{7}{8}$ ***in*** dará:

$$\lambda := \frac{\left(\frac{b}{t_{gp}}\right) \cdot \sqrt{F_y} \cdot \mathbf{ksi}^{\frac{1}{2}}}{5\ \mathbf{ksi} \cdot \sqrt{475 + \frac{1120}{\left(\frac{a}{b}\right)^2}}} = 0.785$$

$$Q := 1.34 - 0.486 \cdot \lambda = 0.959$$

$$\phi F_{cr} := 0.90 \cdot Q \cdot F_y = 43.143\ \mathbf{ksi}$$

$$f_{ua} := \frac{N_{ue}}{t_{gp} \cdot b} = 15.861 \ \textbf{ksi}$$

$$\textbf{if}\left(f_{ua} < \phi F_{cr}, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

Compruebe si la cartela se pandea en la sección de Whitmore.

Tomando una estimación conservadora de la longitud de pandeo como la distancia vertical desde los extremos de las riostras en sus líneas centrales hasta el ala de la viga y $K := 1.2$

$$Esb := \frac{K \cdot \left(\frac{B}{\sqrt{2}}\right)}{\left(\frac{t_g}{\sqrt{12}}\right)} = 32.333 \qquad \frac{KL}{r} = Esb$$

Como se determinó previamente, $l_w = 10.774 \ \textbf{in}$ y $A_w = 4.937 \ \textbf{in}^2$

De la sección J4.4 de la especificación AISC, debido a que $\frac{KL}{r} > 25$ se aplica el capítulo E de la especificación AISC. De la Tabla 4-22 del Manual AISC, interpolando para $Esb = 32.333$ y usando la Sección E3 de la Especificación AISC, la resistencia a la compresión disponible se determina de la siguiente manera:

$$\phi_c F_{cr} := 41.8 \ \textbf{ksi}$$

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_w$$

$$\phi_c P_n := \phi_c F_{cr} \cdot A_w = 206.356 \ \textbf{kip}$$

$$\textbf{if}\left(\phi_c P_n > P_u, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

Compruebe la placa de refuerzo para ver si hay pandeo lateral

Para este caso de carga alternativo, con ambas riostras en compresión, considere el pandeo lateral de la cartela bajo la fuerza de compresión en la Sección a-a.

De la sección J4.4 de la especificación AISC, debido a que $\frac{KL}{r} > 25$, se aplica el capítulo E de la especificación AISC. A partir de la tabla 4-22 del manual AISC y utilizando la sección E3 de la especificación AISC, la resistencia a la compresión disponible se determina de la siguiente manera:

$$\phi_c R_n := \phi_c F_{cr} \cdot t_g \cdot L = 819.019 \ \textbf{kip}$$

$$\textbf{if}\left(\phi_c R_n > \left|N_u\right|, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

Volviendo ahora al problema original, verifique la viga para ver si hay deformación local y deformación local.

Verifique el rendimiento local del alma de la viga

La fuerza utilizada es la fuerza normal máxima, N_{max}. La fuerza normal se aplica cerca del tramo medio de la viga, que está a una distancia del extremo de la viga mayor que la profundidad de la viga. Por lo tanto, utilice la Ecuación de especificación AISC J10-2.

De la ecuación de especificación AISC J10-2:

$N_{max} = 106.253$ ***kip***

$\phi R_n = \phi \cdot F_y \cdot t_{w_viga} \cdot \left(5\ k_{des_viga} + L\right)$

$\phi R_n := 1 \cdot F_y \cdot t_{w_viga} \cdot \left(5\ k_{des_viga} + L\right) = 596.716$ ***kip***

$\textbf{if}\left(\phi_c R_n > N_{max}, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

Verifique el rendimiento de la cizalladura del alma de la viga

De la ecuación de especificación AISC J4-3:

$\phi R_n = \phi \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv}$

$\phi R_n := 1 \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot t_{w_viga} \cdot L = 323.297$ ***kip***

$\textbf{if}\left(\phi_c R_n > \left|N_u\right|, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

La longitud de la cartela, l, se usa aquí, pero se puede usar cualquier longitud hasta aproximadamente la mitad de la longitud de la viga.

Compruebe el paralizador local del ala de la viga

La fuerza normal se aplica cerca del tramo medio de la viga, que es mayor que una distancia de d/2 desde el extremo de la viga. Por lo tanto, la Ecuación de especificación AISC J10-4 es aplicable:

$$\phi R_n = \phi 0.80 \cdot {t_w}^2 \cdot \left(1 + 3 \cdot \left(\frac{l_b}{d}\right) \cdot \left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_y \cdot t_f}{t_w}} \qquad l_b := L = 39.188 \text{ in}$$

$$\phi R_n := 0.75 \cdot 0.80 \cdot {t_{w_viga}}^2 \cdot \left(1 + 3 \cdot \left(\frac{l_b}{d_{viga}}\right) \cdot \left(\frac{t_{w_viga}}{t_{f_viga}}\right)^{1.5}\right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_y \cdot t_{f_viga}}{t_{w_viga}}}$$

$\phi R_n = 321.608$ ***kip***

$$\text{if}\left(\phi R_n > N_{max}, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

Compruebe el rendimiento del alma de la sección transversal

El cortante transversal inducido en la viga en la línea central del refuerzo (refuerzo Sección b-b) es:

$V_u := V_{u2} - \left|V'_u\right| = 53.127$ ***kip***

Según la sección G2.1 de la especificación AISC, el límite elástico disponible al cortante es:

$\phi V_n = \phi \cdot 0.6\ F_y \cdot A_w \cdot C_v$ $\qquad C_v := 1$

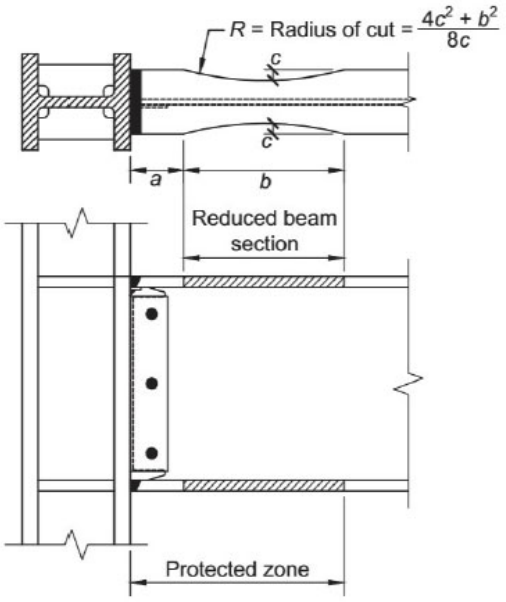
$\phi V_n := 1 \cdot 0.6\ F_y \cdot t_{w_viga} \cdot d_{viga} \cdot C_v$

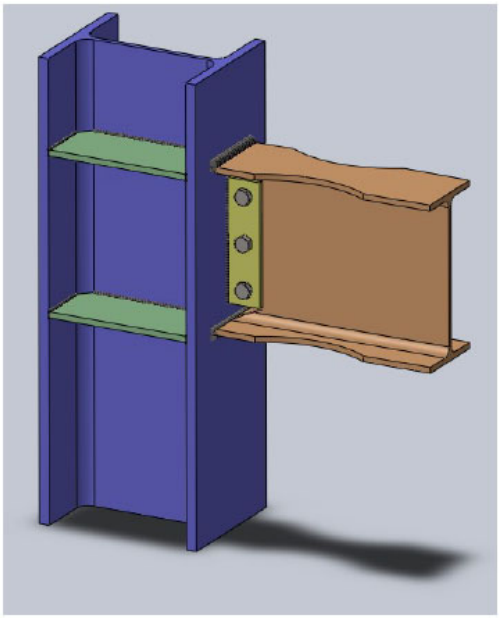
$\phi V_n = 131.175$ ***kip***

$$\text{if}\left(\phi V_n > V_u, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

CONEXIÓN DE VIGA REDUCIDA

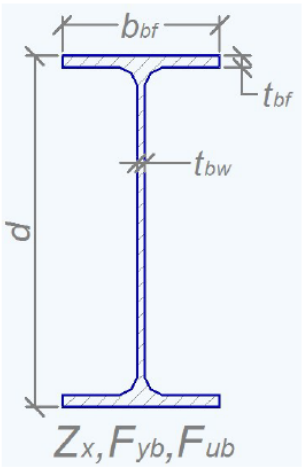
Norma ANSI/AISC 358-16





1. DATOS GENERALES

1.1 Definición de la viga a utilizar en la conexión: W16x26



Propiedades:

$Z_x := 44.2\ \textbf{\textit{in}}^3$

$t_{bf} := 0.345\ \textbf{\textit{in}}$

$t_{bw} := 0.25\ \textbf{\textit{in}}$

$d := 15.7\ \textbf{\textit{in}}$

$r_b := 6.26\ \textbf{\textit{in}}$

$b_{bf} := 5.50\ \textbf{\textit{in}}$

Radio de curvatura entre el alma y alma (rts)

$l := 4.6\ \textbf{\textit{m}}$ L: Longitud de la viga entre ejes de columnas

Calidad del material:
Tipo de acero: ASTM A572

$F_y := 50\ \textbf{\textit{ksi}}$ $F_u := 65\ \textbf{\textit{ksi}}$

$R_{yb} := 1.5$ $E := 29000\ \textbf{\textit{ksi}}$

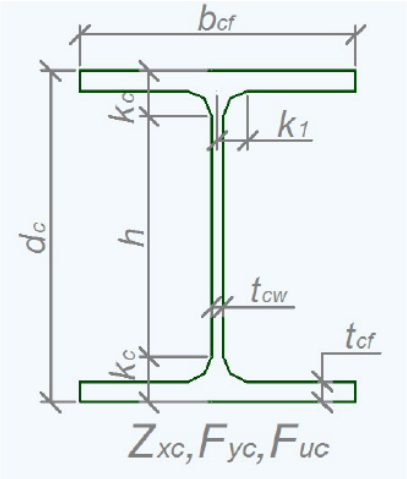
$C_{pr} := \frac{F_y + F_u}{2\ F_y} = 1.15$ $C_{pr} \le 1.2$

$C_{pr} := min\left(\frac{F_y + F_u}{2\ F_y}, 1.20\right) = 1.15$

Definición de la carga gravitacional mayorada sobre la viga:

$Q := 4.01\ \frac{\textbf{\textit{tonnef}}}{\textbf{\textit{m}}}$

1.2 Definición de la columna en la conexión: W18x65



Propiedades:

$d_c := 18.4\ \textit{in}$ $A_c := 19.1\ \textit{in}^2$

$b_{cf} := 7.59\ \textit{in}$ $Z_{xc} := 133\ \textit{in}^3$

$t_{cw} := 0.45\ \textit{in}$ $t_{cf} := 0.75\ \textit{in}$

$r_c := 27\ \textit{mm}$

$k_c := 1.15\ \textit{in}$

$h_c := 15.5\ \textit{in}$

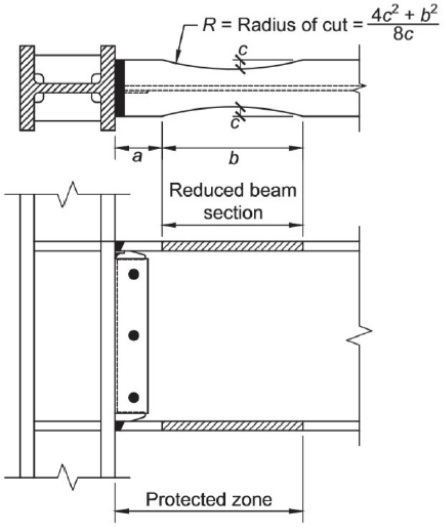
1.3 Definición de factores de resistencia según la norma ANSI/AISC 358

$\phi_d := 1$ Para estados limites dúctiles.

$\phi_n := 0.90$ Para estados límites no dúctiles.

2. DISEÑO DE LA CONEXIÓN

2.1 Selección de las dimensiones de la sección reducida de la viga (Valores a, b y c)



a= Distancia desde la cara del ala de la columna hasta el inicio del corte en el ala.

$$0.5\ b_{bf} \le a \le 0.75\ b_{bf}$$

b= Longitud del corte en ala.

$$0.65\ d \le b \le 0.85\ d$$

c= Profundidad del corte en el ala.

$$0.1\ b_{bf} \le c \le 0.25\ b_{bf}$$

$a := 100\ \textit{mm}$ $0.5\ b_{bf} \le a \le 0.75\ b_{bf}$

$0.5 \cdot b_{bf} = 69.85\ \textit{mm}$ **if** $\left(a \ge 0.5 \cdot b_{bf}, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar valor de a"}\right) = \text{"Ok"}$

$0.75 \cdot b_{bf} = 104.775\ \textit{mm}$ **if** $\left(a \le 0.75 \cdot b_{bf}, \text{"Ok"}, \text{"Disminuir valor de a"}\right) = \text{"Ok"}$

$b := 300\ mm$ $\qquad 0.65\ d \le b \le 0.85\ d$

$0.65 \cdot d = 259.207\ mm$ $\qquad \text{if}\left(b \ge 0.65 \cdot d, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar valor de b"}\right) = \text{"Ok"}$

$0.85 \cdot d = 338.963\ mm$ $\qquad \text{if}\left(b \le 0.85 \cdot d, \text{"Ok"}, \text{"Disminuir valor de b"}\right) = \text{"Ok"}$

$c := 30\ mm$ $\qquad 0.1\ b_{bf} \le c \le 0.25\ b_{bf}$

$0.1 \cdot b_{bf} = 13.97\ mm$ $\qquad \text{if}\left(c \ge 0.1 \cdot b_{bf}, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar valor de c"}\right) = \text{"Ok"}$

$0.25 \cdot b_{bf} = 34.925\ mm$ $\qquad \text{if}\left(c \le 0.25 \cdot b_{bf}, \text{"Ok"}, \text{"Disminuir valor de c"}\right) = \text{"Ok"}$

2.2 Definición del módulo plástico en la sección reducida

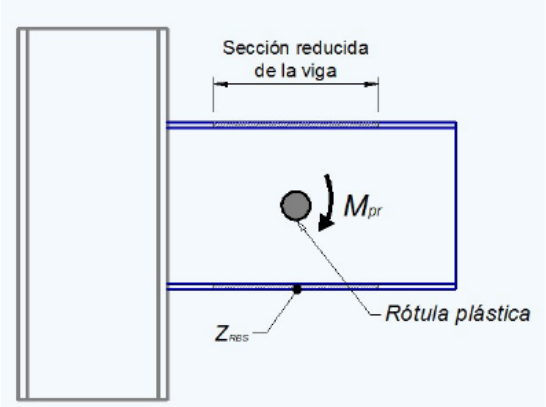
$Z_x = 724.308\ cm^3$

$Z_{RBS} := Z_x - 2 \cdot c \cdot t_{bf} \cdot \left(d - t_{bf}\right) = 519.245\ cm^3$ $\qquad \frac{Z_{RBS}}{Z_x} = 0.717$ Relación de módulos plásticos

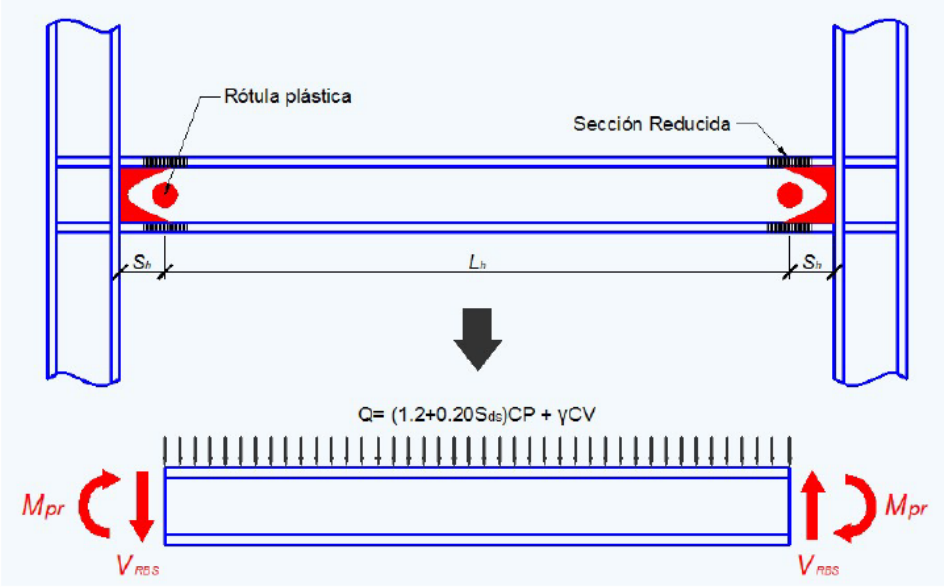
2.3 Cálculo del momento máximo probable en la viga

$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot F_y \cdot Z_{RBS}$

$M_{pr} = 308.781\ kN \cdot m$



2.4 Cálculo de la fuerza de corte en el centro de la sección reducida de la viga, en cada extremo de la misma.



$S_h := a + \frac{b}{2} = 0.25$ ***m*** — Distancia desde la cara de la columna hasta la rótula plástica.

$Q = 4.01$ $\frac{\textbf{tonnef}}{\textbf{m}}$ — Carga gravitacional mayoreada sobre la viga.

$L_h := l - 2\ S_h - d_c = 3.633$ ***m*** — Distancia entre rótulas plásticas.

$V_g := \frac{Q \cdot L_h}{2} = 7.283$ ***tonnef*** — Corte gravitacional en la rótula plástica (Sección Reducida)

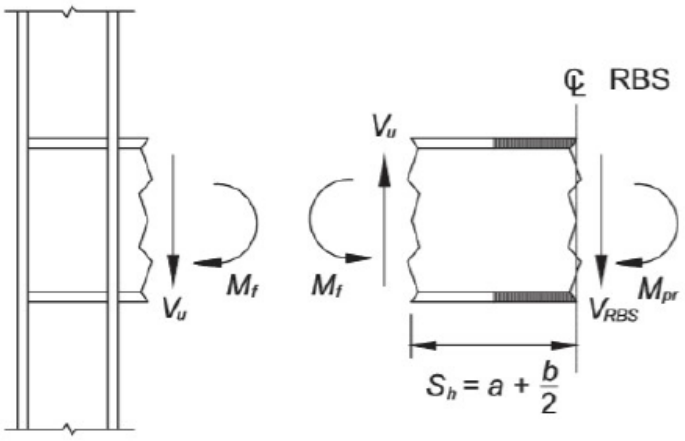
$V_p := 2 \cdot \frac{M_{pr}}{L_h} = 17.336$ ***tonnef*** — Corte por capacidad en la rótula plástica (Sección Reducida)

$V_{RBS} := V_p + V_g = 24.619$ ***tonnef*** — Corte esperado en la rótula plástica, ubicado en el centro de la sección reducida en la viga.

2.5 Cálculo del momento máximo probable en la cara de la columna

$M_f := M_{pr} + V_{RBS} \cdot S_h$

$M_f = 37.642$ ***tonnef • m***



2.6 Cálculo del momento plástico de la viga en función a la tensión cedente esperada

$M_{pe} := R_{yb} \cdot F_y \cdot Z_x = 38.193$ ***tonnef • m***

2.7 Chequeo de la resistencia a flexión de la viga en la cara de lo columna

Es necesario garantizar que la rótula plástica se produzca en la sección reducida, por lo cual, se debe verificar que el momento que se transfiere a la cara de la columna sea menor que la resistencia a flexión, tomando en cuenta la sección general no reducida

$M_f \leq \phi_d \cdot M_{pe}$ $\quad M_f = 37.642$ ***tonnef • m***

$\phi_d := 1$ $\quad M_{pe} = 38.193$ ***tonnef • m***

if $\left(M_f \leq \phi_d \cdot M_{pe}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}\right) = \text{"Cumple"}$

Si esta relación no cumple, se deben ajustar los valores de a, b y c.

2.8 Chequeo por corte de la viga en la sección reducida

$V_u := V_{RBS} = 24.619$ ***tonnef*** Demanda por corte

$A_w := d \cdot t_{bw} = 25.323$ ***cm***^{2} Área del alma de la viga

$C_v := 1$ $\phi_d := 1$ Factores de minoración

$V_t := 0.6 \cdot C_v \cdot A_w \cdot F_y = 53.411$ ***tonnef*** Resistencia nominal por corte de la viga

$\phi_d \cdot V_t = 53.411$ ***tonnef*** Resistencia minorada por corte de la viga

$\frac{V_u}{\phi_d \cdot V_t} = 0.461$ Relación demanda/capacidad

$$\text{if}\left(\frac{V_u}{\phi_d \cdot V_t}, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}\right) = \text{"Ok"}$$

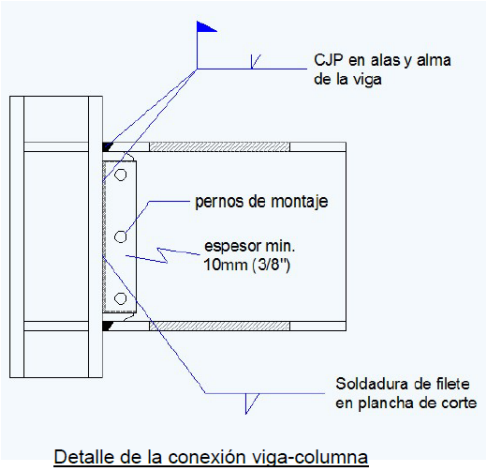
2.9 Consideraciones para la unión de la viga con la columna

a) Conexión del ala de la viga con el ala de la columna

- Las alas de las vigas deben estar conectadas a las alas de las columnas utilizando soldaduras de ranura de penetración completa (CJP). La soldadura en el ala de la viga debe cumplir los requerimientos de soldaduras de demanda crítica expuestos en las provisiones sísmicas ANSI/AISC 341.
- La geometría de los agujeros de acceso para la soldadura debe cumplir los requerimientos de la norma ANSI/AISC 360

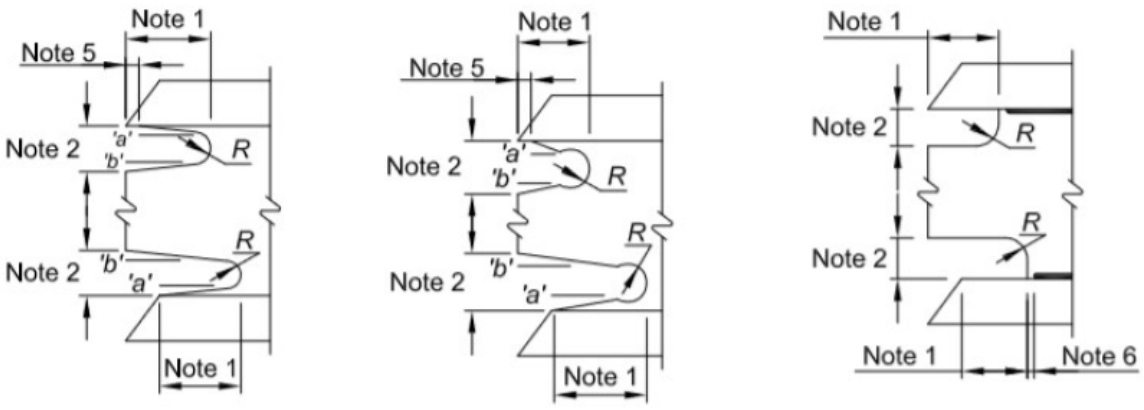
b) Conexión del alma de la viga con el ala de la columna

- El alma de la viga debe conectarse al ala de la columna utilizando soldadura de ranura de penetración completa (CJP), extendiéndose entre los agujeros de acceso para la misma, para lo cual se permite utilizar la plancha de corte como respaldo para su colocación.
- La plancha de corte se suelda de forma simple (soldadura de filete) a la columna, uniéndose con pernos al alma de la viga para su montaje.
- La conexión de la plancha a corte debe extenderse entre los agujeros de acceso. El espesor mínimo de dicha plancha es de 10mm (3/8 de pulgada).



Detalle de la conexión viga-columna

c) Disposición de los agujeros de acceso



Alternate 1 Alternate 2 Alternate 3

Rolled shapes and built-up shapes assembled prior to cutting the weld access hole.

Built-up shapes assembled after cutting the weld access hole.

Notes: These are typical details for joints welded from one side against steel backing. Alternative details are discussed in the commentary text.

1. Length: Greater of $1.5t_w$ or $1\frac{1}{2}$ in. (38 mm)
2. Height: Greater of $1.0t_w$ or $\frac{3}{4}$ in. (19 mm) but need not exceed 2 in. (50 mm)
3. *R*: $\frac{3}{8}$ in. min. (10 mm). Grind the thermally cut surfaces of weld access holes in heavy shapes as defined in Sections A3.1(c) and (d).
4. Slope *'a'* forms a transition from the web to the flange. Slope *'b'* may be horizontal.
5. The bottom of the top flange is to be contoured to permit the tight fit of backing bars where they are to be used.
6. The web-to-flange weld of built-up members is to be held back a distance of at least the weld size from the edge of the access hole.

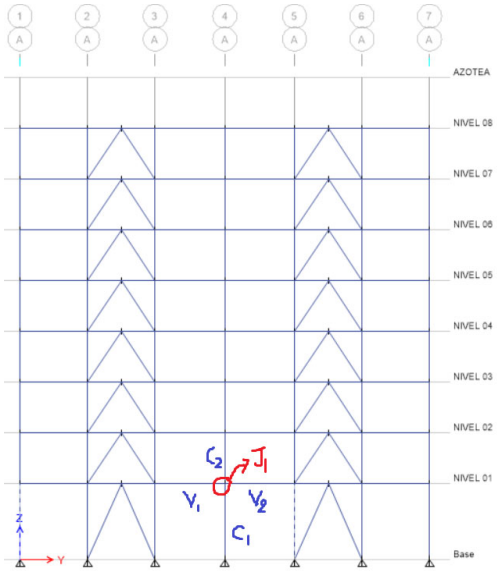
Fig. C-J1.2. Weld access hole geometry.

Norma ANSI/AISC 360-16

3. ZONA DE ESTUDIO PARA LA REVISIÓN DE LAS JUNTAS

Conforme a los requisitos de pórticos especiales resistentes a momento (Special Moment Frames) de la Norma ANSI/AISC 341, se debe revisar que se cumpla el criterio columna fuerte-viga débil, expresado a través de la relación de momentos en la junta, se determine el espesor requerido de las planchas de continuidad y se realice la revisión de la zona del panel a fin de obtener las planchas adosadas requeridas.

3.1 Pórtico General Asumido



$H := 5\ m$ Altura de piso

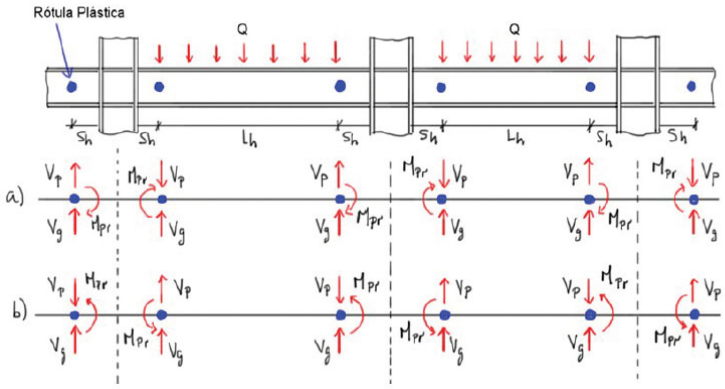
$l := 4.6\ m$ Longitud de cada tramo

$Q = 4.01\ \frac{tonnef}{m}$ Carga gravitacional última distribuida en vigas

$P_{u_C1} := 99.23\ tonnef$ Fuerza axial en columna 1

$P_{u_C2} := 86.04\ tonnef$ Fuerza axial en columna 2

3.2 Esquema general de rótulas plásticas





3.3 Momentos y cortes en rótulas plásticas

$M_{pr} := 1.1\ R_{yb} \cdot Z_{RBS} \cdot F_y = 30.118\ tonnef \cdot m$ Momento resistente esperado en la rótula plástica contemplando la sección reducida

$S_h = 0.25\ m$ Distancia donde ocurre la rótula plástica

$L_h := l - 2 \cdot S_h - d_c = 3.633\ m$ Longitud entre rótulas plásticas

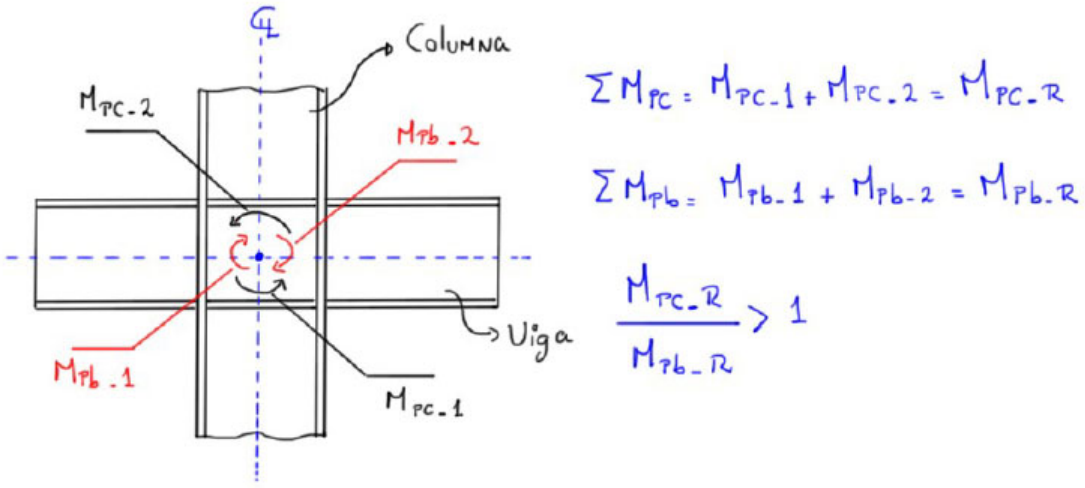
$Q = 4.01\ \frac{tonnef}{m}$ Carga gravitacional última distribuida en vigas

$V_g := Q \cdot \frac{L_h}{2} = 7.283\ tonnef$ Corte gravitacional en la rótula plástica

$V_p := \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} = 16.582$ ***tonnef*** Corte por capacidad en la rótula plástica

4. Revisión de la relación de momentos

Se debe cumplir en la junta de estudio que la sumatoria de los momentos máximos probables de las columnas, dividida entre la sumatoria de los momentos máximos probables de las vigas sea mayor a 1.00, a fin de lograr un mecanismo de columna fuerte-viga débil, lo cual conduzca a una falla dúctil del sistema.



4.1 Cálculo de la sumatoria de momentos de las vigas en la junta

$V_{ub_1} := V_p + V_g = 23.865$ ***tonnef*** Corte resistente esperado en la rótula plástica (Viga 1)

$V_{ub_2} := V_p - V_g = 9.298$ ***tonnef*** Corte resistente esperado en la rótula plástica (Viga 2)

$M_{pr_1} := M_{pr} = 30.118$ ***tonnef • m*** Momento resistente esperado en la rótula plástica (Viga 1)

$M_{pr_2} := M_{pr} = 30.118$ ***tonnef • m*** Momento resistente esperado en la rótula plástica (Viga 2)

$S_{h_1} := S_h = 0.25$ ***m*** Distancia a la rótula plástica (Viga 1)

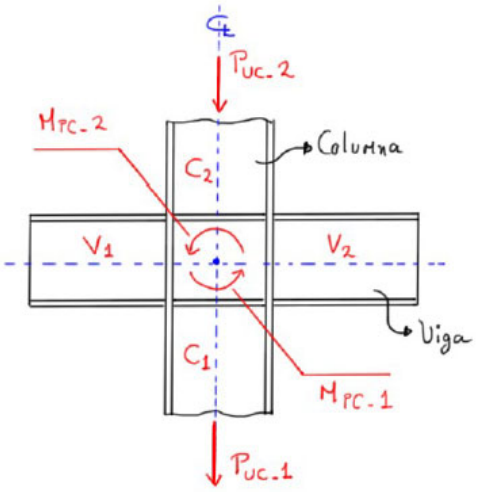
$S_{h_2} := S_h = 0.25$ ***m*** Distancia a la rótula plástica (Viga 2)

$M_{pb_1} := M_{pr_1} + V_{ub_1} \cdot \left(S_{h_1} + 0.5 \cdot d_c\right) = 41.661$ ***tonnef • m*** Momento máximo probable (Viga 1)

$M_{pb_2} := M_{pr_2} + V_{ub_2} \cdot \left(S_{h_2} + 0.5 \cdot d_c\right) = 34.615$ ***tonnef • m*** Momento máximo probable (Viga 2)

$M_{pb_R} := M_{pb_1} + M_{pb_2} = 76.276$ ***tonnef • m*** Sumatoria de momentos máximos probables de vigas

4.2 Cálculo de la sumatoria de momentos de las columnas en la junta



Luego, se obtiene el momento máximo probable en las columnas tomando en cuenta la mayor fuerza axial mayorada indicada

$M_{pc_1} := Z_{xc} \cdot \left(F_y - \frac{P_{u_C1}}{A_c} \right) = 59.066 \ \textbf{\textit{tonnef} • \textit{m}}$ Momento máximo probable (C1)

$M_{pc_2} := Z_{xc} \cdot \left(F_y - \frac{P_{u_C2}}{A_c} \right) = 61.398 \ \textbf{\textit{tonnef} • \textit{m}}$ Momento máximo probable (C2)

$M_{pc_R} := M_{pc_1} + M_{pc_2} = 120.464 \ \textbf{\textit{tonnef} • \textit{m}}$ Sumatoria de momentos máximos probables de columnas C1 y C2

4.3 Relación Final

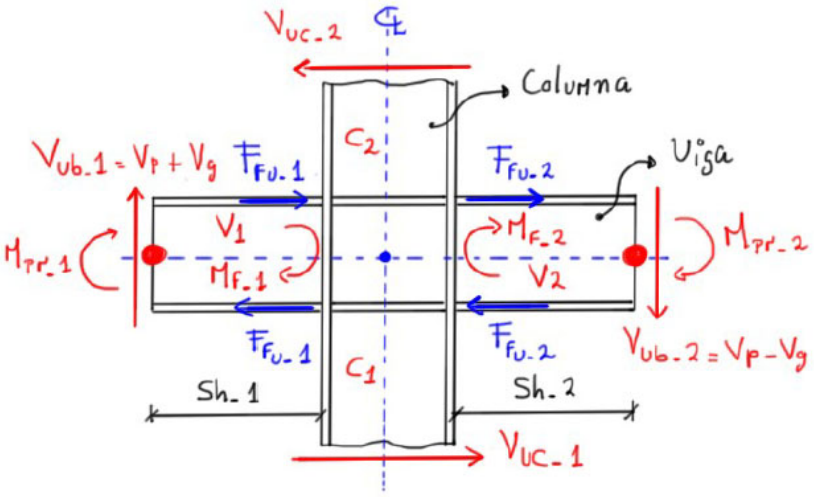
$\frac{M_{pc_R}}{M_{pb_R}} = 1.579$ Relación de momentos en la junta J1

$\textbf{if}\left(\frac{M_{pc_R}}{M_{pb_R}} > 1 \text{ , "Ok" , "No Cumple"} \right) = \text{"Ok"}$

5. REVISIÓN DE ZONA DEL PANEL

La resistencia requerida en la zona del panel se determina a través de la suma de las fuerzas que se producen debido a los momentos máximos probables de las vigas, ubicados en la cara de la columna, menos el corte máximo esperado que actúa en la misma.

Se presenta la revisión en la junta central (JI), donde se conectan a la columna las vigas VI y V2



5.1 Demanda de la zona del panel

a) En primer lugar, se determinan los momentos máximos esperados de las vigas en la cara de la columna, a fin de obtener las fuerzas resultantes concentradas sobre la misma.

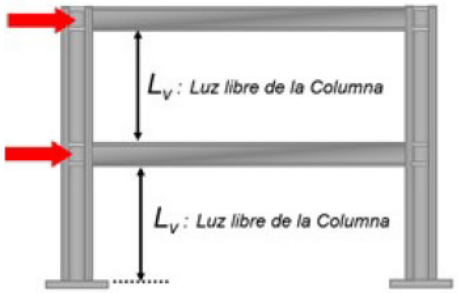
$M_{f_1} := M_{pr_1} + V_{ub_1} \cdot S_{h_1} = 353.865$ ***kN• m*** Momento esperado en la cara de la columna (Viga I)

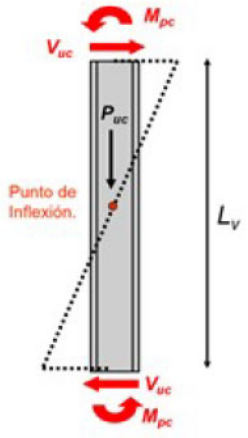
$F_{fu_1} := \frac{M_{f_1}}{d - t_{bf}} = 907.307$ ***kN*** Fuerzas en la cara de la columna (Viga I)

$M_{f_2} := M_{pr_2} + V_{ub_2} \cdot S_{h_2} = 318.152$ ***kN• m*** Momento esperado en la cara de la columna (Viga 2)

$F_{fu_2} := \frac{M_{f_2}}{d - t_{bf}} = 815.739$ ***kN*** Fuerzas en la cara de la columna (Viga 2)

b) En segundo lugar, se determina el corte último que actúa en la columna considerando el menor valor entre los momentos resistentes de las mismas y los momentos máximos probables que pueden transferir las vigas. En general, se tiene:





$$V_{uc}\ \text{menor entre}\ \begin{cases} \dfrac{2M_{pc}}{L_V} \\ \dfrac{M_{pb_R}}{d_b + \left[\frac{L_{V1}+L_{V2}}{2}\right]} = \dfrac{M_{pb_R}}{d_b + \frac{2L_V}{2}} = \dfrac{M_{pb_R}}{d_b + L_V} \end{cases}$$

$d_b := d = 398.78\ \textbf{mm}$ Altura de la viga

$H = 5\ \textbf{m}$ Altura de la columna

$L_V := H - d = 4.601\ \textbf{m}$ Longitud libre de la columna

$V_{uc_vigas} := \dfrac{M_{pb_R}}{d_b + L_V} = 149.603\ \textbf{kN}$ Corte esperado en la columna debido a la capacidad de las vigas

$M_{pc_1} = 579.235\ \textbf{kN·m}$ Momento resistente de la columna 1

$V_{uc_1} := min\left(2 \cdot \dfrac{M_{pc_1}}{L_V}, V_{uc_vigas}\right) = 149.603\ \textbf{kN}$ Corte último esperado en la columna C1

$M_{pc_2} = 602.113\ \textbf{kN·m}$ Momento resistente de la columna 2

$V_{uc_2} := min\left(2 \cdot \dfrac{M_{pc_2}}{L_V}, V_{uc_vigas}\right) = 149.603\ \textbf{kN}$ Corte último esperado en la columna C2

$V_{uc} := min(V_{uc_1}, V_{uc_2}) = 149.603$ **kN** Corte último mínimo esperado de las columnas

$R_u := F_{fu_1} + F_{fu_2} - V_{uc} = 1573.443$ **kN** Demanda por corte en la zona del panel

5.2 Resistencia de la zona del panel

En este caso, no se considera en el análisis la deformación de la zona del panel para la estabilidad del pórtico.

$P_{uc} := P_{u_CI} = 973.114$ **kN** $P_{yc} := A_c \cdot F_y = 4248.052$ **kN** $\frac{P_{uc}}{P_{yc}} = 0.229$

Si: $\frac{P_{uc}}{P_{yc}} \le 0.40$ $\frac{P_{uc}}{P_{yc}} > 0.40$

$R_V := 0.60 \ F_y \cdot d_c \cdot t_{cw} = 1104.938$ **kN** $R_V := 0.60 \ F_y \cdot d_c \cdot t_{cw} \cdot \left(1 - \frac{P_{uc}}{P_{yc}}\right)$

$$R_V := \text{if}\left(\frac{P_{uc}}{P_{yc}} \le 0.40 \ , 0.60 \ F_y \cdot d_c \cdot t_{cw} , 0.60 \ F_y \cdot d_c \cdot t_{cw} \cdot \left(1 - \frac{P_{uc}}{P_{yc}}\right)\right) = 1104.938 \ \textbf{kN}$$

5.3 Revisión de la relación demanda/capacidad

$\phi := 1$ $\frac{R_u}{\phi \cdot R_V} = 1.424$

$$\text{if}\left(R_u \le \phi \cdot R_V, \text{"Ok"} , \text{"Requiere Refuerzo"}\right) = \text{"Requiere Refuerzo"}$$

5.4 Demanda requerida para planchas adosadas al alma

Se define obteniendo la diferencia entre la demanda por corte y la resistencia de la zona del panel

$R_{dp}REQ := R_u - \phi \cdot R_V = 468.505$ **kN**

5.5 Espesor requerido de planchas adosadas al alma

Si: $\frac{P_{uc}}{P_{yc}} \le 0.40$ Si: $\frac{P_{uc}}{P_{yc}} > 0.40$

$t_{dp}REQ := \frac{R_{dp}REQ}{0.60 \ F_y \cdot d_c}$ $t_{dp}REQ := \frac{R_{dp}REQ}{0.60 \ F_y \cdot d_c \cdot t_{cw} \cdot \left(1 - \frac{P_{uc}}{P_{yc}}\right)}$

$$t_{dp}REQ := \text{if}\left(\frac{P_{uc}}{P_{yc}} \le 0.40 , \frac{R_{dp}REQ}{0.60 \ F_y \cdot d_c} , \frac{R_{dp}REQ}{0.60 \ F_y \cdot d_c \cdot t_{cw} \cdot \left(1 - \frac{P_{uc}}{P_{yc}}\right)}\right) = 4.846 \ \textbf{mm}$$

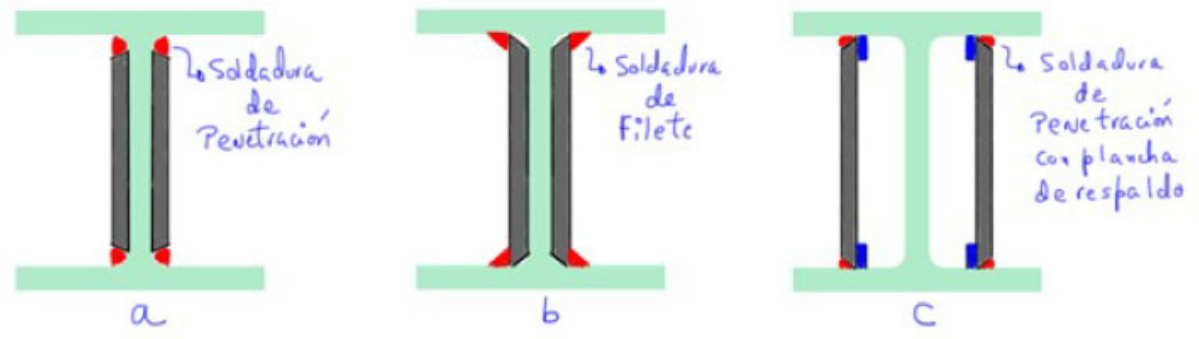
$t_{pREQ} := \frac{t_{dpREQ}}{2} = 2.423$ **mm** Espesor requerido de cada plancha de refuerzo soldada en el alma.

5.6 Disposición de planchas adosadas al alma

$t_{pa} := 10$ **mm** Espesor propuesto de cada plancha de refuerzo soldada al alma de la columna

$t_{total} := t_{cw} + 2 \cdot t_{pa} = 31.43$ **mm** $t_{min} := \frac{d_c - 2 \cdot t_{cf} + d_b - 2 \cdot t_{bf}}{90} = 9.006$ **mm**

if $\left(t_{total} \geq t_{min}, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}\right) = \text{"Ok"}$ $t_{cw} = 11.43$ **mm**



6. PLANCHAS DE CONTINUIDAD

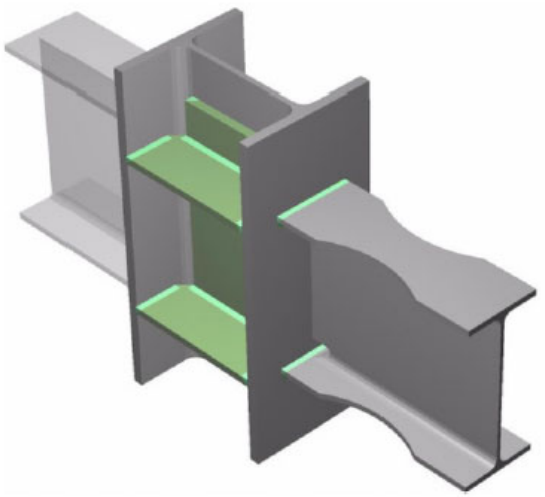
En este tipo de conexión, debido a la reducción de la sección, el momento Mf que se obtiene en la cara de la columna no genera grandes fuerzas concentradas a nivel de las alas de la viga, por lo tanto, al calcular el espesor requerido de las planchas de continuidad, se obtiene el mínimo normativo.

Espesor requerido

$t_{sc_req} := t_{bf} = 8.763$ **mm**

Espesor propuesto

$t_{sc} := 13$ **mm**



7. LIMITACIONES DE LA PRECALIFICACIÓN

7.1 LIMITACIONES EN VIGAS

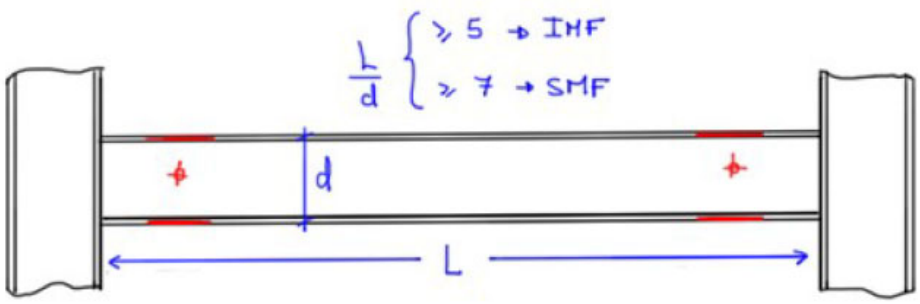
- Las vigas deben ser perfiles con sección transversal tipo I, laminados o armados, siguiendo los requerimientos de la sección 2.3 de la Norma ANSI/AISC 358.

- La altura de la sección está limitada al perfil W36 (W920). Los perfiles armados no deben exceder la altura establecida para los perfiles laminados en caliente.

- El peso de la viga está limitado a 447 kgf/m (302 lb/pie).

- El espesor del ala de la viga está limitado a 44mm (1 ¾ in).

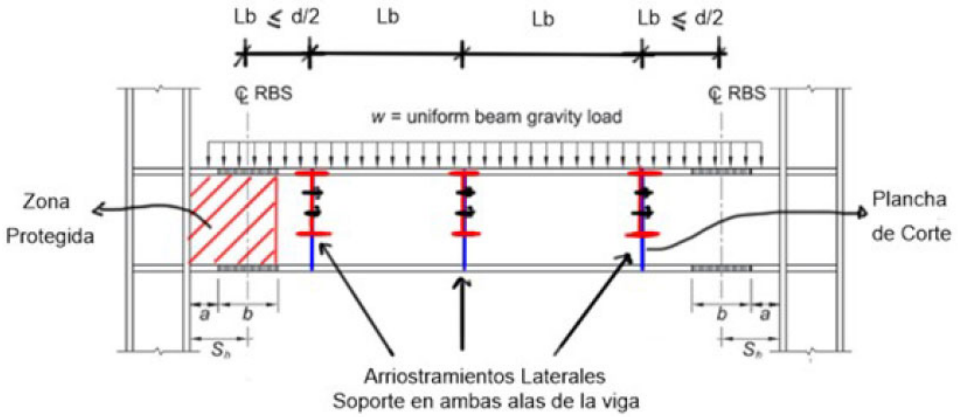
- La relación de aspecto de la viga, medida como la longitud libre entre la altura de la misma, será mayor o igual a 7 para sistemas (SMF), y mayor o igual a 5 para sistemas (IMF).



- Las relaciones ancho-espesor de las alas y alma del perfil deben cumplir los requerimientos de las provisiones sísmicas ANSI/AISC 341, conforme a miembros de moderada ductilidad para sistemas IMF y alta ductilidad para sistemas SMF

- Se deben arriostrar lateralmente las vigas, según los requerimientos de las provisiones sísmicas ANSI/AISC 341, conforme a miembros de moderada ductilidad para sistemas IMF y alta ductilidad para sistemas SMF. Por otra parte, se requiere un arriostramiento adicional cercano a la sección reducida, adyacente a las rótulas plásticas. Su conexión a la viga deberá estar situada a no más de d/2 más allá del extremo de la sección reducida de la viga más lejana a la cara de la columna, siendo d la altura de la viga. No debe haber ninguna conexión en la región que se extiende desde la cara de la columna hasta la sección reducida de la viga más lejana. Se exceptúa este arriostramiento lateral adicional cuando la viga soporte una losa estructural de concreto conectada entre las zonas protegidas con conectores a corte soldados, espaciados a un máximo de 30cm (12 pulgadas) de centro a centro

- Las zonas protegidas serán la porción de la viga entre la cara de la columna y el extremo más lejano de la sección reducida de la viga.



Ubicación de zonas protegidas y arriostramientos laterales

7.2 Limitaciones en columnas

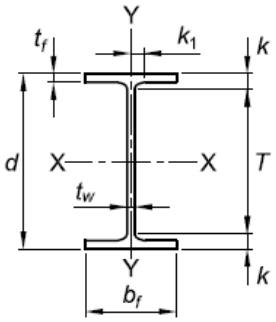
- Las columnas deben ser perfiles laminados en caliente o armados con las especificaciones de la sección 2.3 de la Norma ANSI/AISC 358
- La viga debe ser conectada al ala de la columna.
- La altura de la sección está limitada al perfil W36 (W920) en el caso de los laminados en caliente. Los perfiles I armados no deben exceder la altura establecida para los laminados en caliente. Los perfiles cruciformes con alas no deben exceder el ancho y altura establecida para los laminados en caliente. Los perfiles tubulares no deben tener un ancho o altura que exceda 610 mm (24 pulgadas). Los perfiles I encajonados, no deben tener un ancho o altura que exceda 610mm (24 pulgadas), si participan en pórticos ortogonales resistentes a momento.
- No hay un límite en el peso por unidad de longitud de columnas.
- No hay requerimientos adicionales respecto al espesor de las alas
- Las relaciones ancho-espesor de las alas y alma de la columna deben cumplir los requerimientos de las provisiones sísmicas ANSI/AISC 341
- El arriostramiento lateral de columnas se hará conforme a las provisiones sísmicas ANSI/AISC 341

DISEÑO DE PLACA BASE EN COLUMNA DE SISTEMA SMF



1. DEFINICIÓN DE PERFIL DE COLUMNA A UTILIZAR Y ALTURA DE PISO

a) Perfil W18x65



$d_c := 18.4\ \textbf{in}$ Altura de la sección

$b_{fc} := 7.59\ \textbf{in}$ Ancho de ala

$t_{fc} := 0.75\ \textbf{in}$ Espesor de ala

$t_{wc} := 0.450\ \textbf{in}$ Espesor del alma

$A_c := 19.1\ \textbf{in}^2$ Área gruesa

$Z_{xc} := 133\ \textbf{in}^3$ Módulo plástico "x"

Table 2.1. Base Plate Materials	
Thickness (t_p)	**Plate Availability**
$t_p \le 4$ in.	ASTM A36 [a] ASTM A572 Gr 42 or 50 ASTM A588 Gr 42 or 50
4 in. < $t_p \le 6$ in.	ASTM A36 [a] ASTM A572 Gr 42 ASTM A588 Gr 42
$t_p > 6$ in.	ASTM A36
[a] Preferred material specification	

b) Altura de piso

$H := 5\ \textbf{m}$

2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

$F_y := 50\ \textbf{ksi}$ Tensión Cedente

$E := 200000\ \textbf{MPa}$ Módulo de Elasticidad

$f'_c := 280\ \frac{\textbf{kgf}}{\textbf{cm}^2}$ Resistencia a compresión del concreto

$R_y := 1.5$ Factor de sobrerresistencia

$F_{upl} := 65\ \textbf{ksi}$ Tensión última en placa base

Barras de anclaje a utilizar: ASTM F1554 Gr105

$F_{u_barras} := 125\ \textbf{ksi} = 861.845\ \textbf{MPa}$ Tensión última

$F_{nt_barras} := 0.75 \cdot F_{u_barras} = 646.383\ \textbf{MPa}$ Tensión última a tracción

$F_{nv_barras} := 0.50 \cdot F_{u_barras} = 430.922\ \textbf{MPa}$ Tensión última a corte (Excluye la rosca)

Table 2.2. Anchor Rod Materials						
Material ASTM		Tensile Strength, F_u (ksi)	Nominal Tensile Stress,[a] $F_{nt} = 0.75F_u$ (ksi)	Nominal Shear Stress (X type),[a, b] $F_{nv} = 0.50F_u$ (ksi)	Nominal Shear Stress (N type),[a, c] $F_{nv} = 0.40F_u$ (ksi)	Maximum Diameter, in.
F1554	Gr 36 [d]	58	43.5	29.0	23.2	4
	Gr 55	75	56.3	37.5	30.0	4
	Gr 105	125	93.8	62.5	50.0	3
A449		120	90.0	60.0	48.0	1
		105	78.8	57.5	42.0	1½
		90	67.5	45.0	36.0	3
A36		58	43.5	29.0	23.2	4
A307		58	43.5	29.0	23.2	4
A354 Gr BD		150	112	75.0	60.0	2½
		140	105	70.0	56.0	4

[a] Nominal stress on unthreaded body for cut threads (based on major thread diameter for rolled threads)
[b] Threads excluded from shear plane
[c] Threads included in the shear plane
[d] Preferred material specification

Tabla 2.2 de la AISC Steel Desing Guide, 2nd Edition.

Soldadura a utilizar: AWS E70xx

$F_{EXX} := 70\ \textbf{\textit{ksi}} = 482.633\ \textbf{\textit{MPa}}$ Resistencia límite a corte del metal de aporte

3. RESULTADOS DEL ANÁLISIS EN LA BASE DE LA COLUMNA

$D := 57.83\ \textbf{\textit{tonnef}}$ Carga permanente

$L := 18.16\ \textbf{\textit{tonnef}}$ Carga Variable

$M_D := 0.534\ \textbf{\textit{tonnef}} \cdot \textbf{\textit{m}}$ Momento por carga permanente

$M_L := 0.22\ \textbf{\textit{tonnef}} \cdot \textbf{\textit{m}}$ Momento por carga viva

$P_u := 1.2\ D + 1.6\ L = 98.452\ \textbf{\textit{tonnef}}$ Fuerza de Diseño

$M_a := 1.2\ M_D + 1.6\ M_L = 0.993\ \textbf{\textit{tonnef}} \cdot \textbf{\textit{m}}$ Momento de diseño

Resistencia requerida a corte

$M_{pc} := R_y \cdot F_y \cdot Z_{xc} = 114.924\ \textbf{\textit{tonnef}} \cdot \textbf{\textit{m}}$ Momento máximo probable de la columna

$V_u := \frac{2 \cdot M_{pc}}{H} = 45.97\ \textbf{\textit{tonnef}}$ Resistencia requerida a corte en la placa base

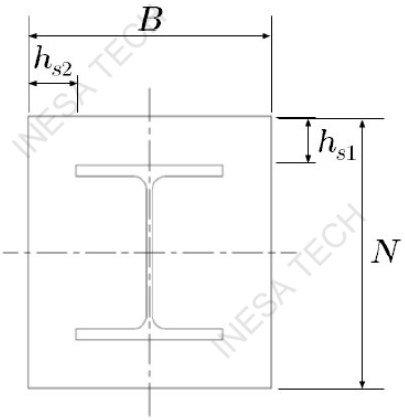
$M_u := min\left(M_{pc}, M_a\right) = 0.993\ \textbf{\textit{tonnef}} \cdot \textbf{\textit{m}}$ Momento de diseño

4. CONFIGURACIÓN DE LA PLACA BASE

$N := 700\ \textbf{\textit{mm}}$ Largo de la placa

Mínimo recomendado en la AISC Steel Design Guide, 2nd Edition $N_{min} := d_c + 2 \cdot 3\ \textbf{\textit{in}} = 619.76\ \textbf{\textit{mm}}$

$B := 450\ \textbf{mm}$ Ancho de la placa



Mínimo recomendado en la AISC Steel Design Guide, 2nd Edition $B_{min} := b_{fc} + 2 \cdot 3\ \textbf{in} = 345.186\ \textbf{mm}$

$h_{s1} := \frac{N - d_c}{2} = 116.32\ \textbf{mm}$ Distancia de columna a borde sup. e inferior de la placa

$h_{s2} := \frac{B - b_{fc}}{2} = 128.607\ \textbf{mm}$ Distancia de columna a borde der. e izq de la placa

$A_1 := N \cdot B = 3150\ \textbf{cm}^2$ Área de la placa base

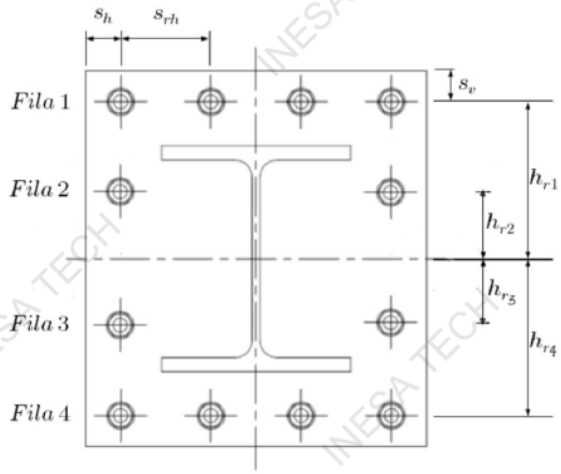
Dimensiones del pedestal

$N_{ped} := 650\ \textbf{mm}$ Largo de pedestal

$B_{ped} := 650\ \textbf{mm}$ Ancho de pedestal

$A_2 := N_{ped} \cdot B_{ped} = 4225\ \textbf{cm}^2$ Área de pedestal

Configuración de las barras de anclaje



$d_r := 1\ \textbf{in} = 25.4\ \textbf{mm}$

$s_{min_borde} := 1.5 \cdot d_r = 38.1\ \textbf{mm}$

$s_{min_pernos} := 3 \cdot d_r = 76.2\ \textbf{mm}$

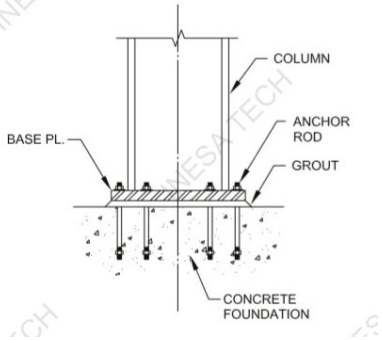
$s_h := 50\ \textbf{mm}$

$s_v := 50\ \textbf{mm}$

$s_{rh} := \frac{B - 2 \cdot s_h}{3} = 116.667\ \textbf{mm}$

Número de pernos en fila i:	Distancia de centro de plancha a fila i:	Distancia entre filas	Distancia mínima entre filas
$n_{r1} := 4$	$h_{r1} := \frac{N}{2} - s_v = 300\ \textbf{mm}$		
$n_{r2} := 2$	$h_{r2} := 100\ \textbf{mm}$	$h_{r1} - h_{r2} = 200\ \textbf{mm}$	$s_{min_pernos} = 76.2\ \textbf{mm}$
$n_{r3} := 2$	$h_{r3} := -100\ \textbf{mm}$	$h_{r2} - h_{r3} = 200\ \textbf{mm}$	$s_{min_pernos} = 76.2\ \textbf{mm}$

$n_{r4} := 4$ $h_{r4} := -h_{r1} = -300\ \boldsymbol{mm}$ $h_{r3} - h_{r4} = 200\ \boldsymbol{mm}$ $s_{min_pernos} = 76.2\ \boldsymbol{mm}$



5. FUERZAS EN LA PLACA BASE

Método de diseño

En la AISC Steel Desing Guide, 2nd Edition, se hace mención a dos métodos de diseño, para fuerzas a flexión (Momentos) altos o bajos, que dependerán de la excentricidad de la carga obtenida como la división del momento último de diseño entre la carga axial última.

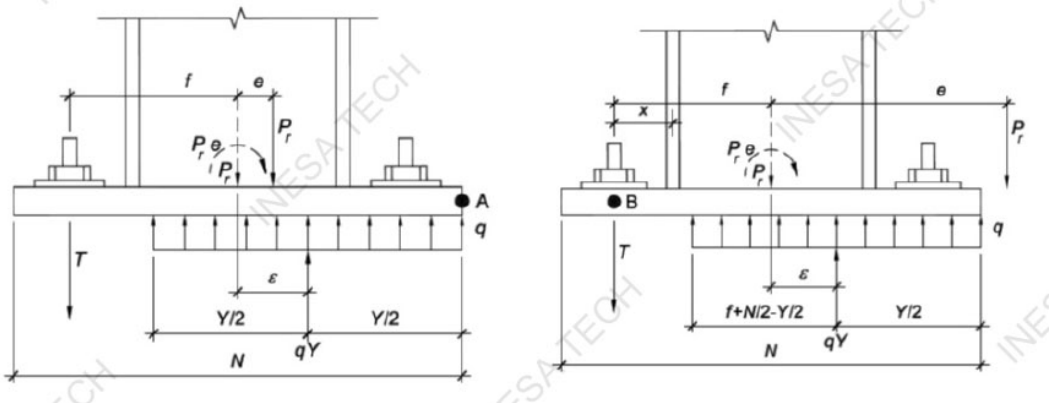
$e := \frac{M_u}{P_u} = 10.084\ \boldsymbol{mm}$ Excentricidad equivalente de la carga axial debida a la flexión

$\phi_c := 0.65$ Factor de minoración de resistencia del concreto

$f_{p_max} := \phi_c \cdot (0.85\ f'_c) \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 179.163\ \frac{\boldsymbol{kgf}}{\boldsymbol{cm}^2}$ Esfuerzo máximo entre la placa base y el concreto

$q_{max} := f_{p_max} \cdot B = 8.062\ \frac{\boldsymbol{tonnef}}{\boldsymbol{cm}}$ Fuerza máxima entre la placa base y el concreto por ancho unitario

$e_{_crit} := \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 \cdot q_{max}} = 288.943\ \boldsymbol{mm}$ Excentricidad crítica



Métodos de diseño AISC para momentos bajos y momentos altos

Se aplicará entonces el método para:

$$\text{if}\left(e > e_{_crit}\text{, “Momentos Altos”, “Momentos Bajos”}\right) = \text{“Momentos Bajos”}$$

Ancho en compresión

$s_v := 30\ \textbf{\textit{mm}}$ Separación vertical de la barra al borde de la placa Mínimo $1.5 \cdot d_r = 38.1\ \textbf{\textit{mm}}$

$f := -h_{r4} = 300\ \textbf{\textit{mm}}$ Distancia desde el centro de la placa base a la fila de barras más traccionada

Para momentos bajos:

$Y := N - 2\ e = 679.832\ \textbf{\textit{mm}}$ Ancho en comprensión para momentos bajos

Fuerzas Resultantes

$q := \frac{P_u}{Y} = 144.818\ \frac{\textbf{\textit{tonnef}}}{\textbf{\textit{m}}}$ Fuerza entre la placa base y el concreto

$N_{ua_g} := q \cdot Y = 98.452\ \textbf{\textit{tonnef}}$ Fuerza en última fila de barras a tracción

$n_{r4} = 4$ Número de barras de la última fila a tracción

$N_{ua} := \frac{N_{ua_g}}{n_{r4}} = 24.613\ \textbf{\textit{tonnef}}$ Fuerza de diseño a tracción de la barra de anclaje en la última fila

APLASTAMIENTO DEL CONCRETO EN PEDESTAL

$f_{p_max} = 179.163\ \frac{\textbf{\textit{kgf}}}{\textbf{\textit{cm}}^2}$ Esfuerzo máximo entre la placa base y el concreto

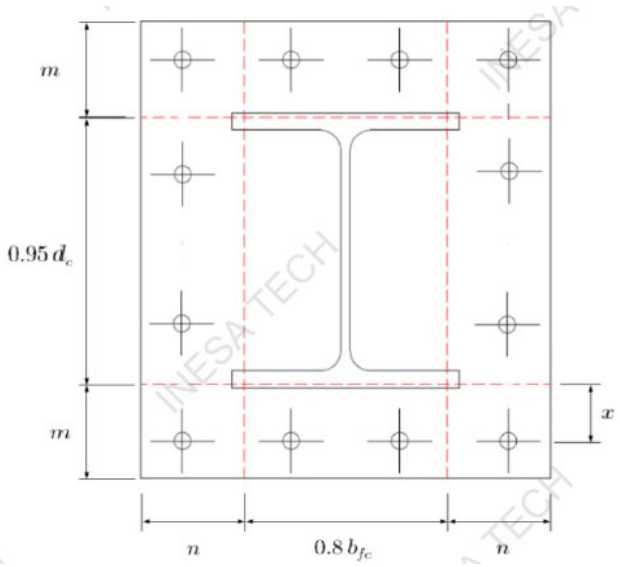
$f_p := \frac{q}{B} = 32.182\ \frac{\textbf{\textit{kgf}}}{\textbf{\textit{cm}}^2}$ Esfuerzo actuante entre la placa base y el concreto

$D.C := \frac{f_p}{f_{p_max}} = 0.18$ $\text{if}\left(D.C > 1\text{, “No Cumple”, “Ok”}\right) = \text{“Ok”}$

Nota: Está verificación aplica para cuando se trabaja con el método de momentos bajos, ya que para momentos altos, se hace la suposición de que $f_p = f_{p_max}$.

ESPESOR DE PLACA BASE

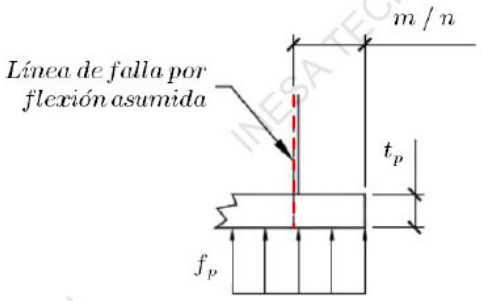
A continuación, para el diseño por flexión de la placa base se evaluará tanto la zona a compresión como la zona a tracción de la misma.



Espesor por flexión en la zona a compresión

$m := \frac{N - 0.95\ d_c}{2} = 128.004\ \textbf{mm}$ Distancia teórica en cantiléver desde el ala de la columna al borde de la placa

$n := \frac{B - 0.80\ b_{fc}}{2} = 147.886\ \textbf{mm}$ Distancia teórica en cantiléver desde el alma de la columna al borde de la placa



Flexión en la dirección de *m:*

$$t_{p_req_cm} := \textbf{if}\left(Y \geq m,\ 1.5\ m \cdot \sqrt{\frac{f_p}{F_y}},\ 2.11\ m \cdot \sqrt{\frac{f_p \cdot Y(m - 0.5\ Y)}{F_y}}\right) = 18.371\ \textbf{mm}$$

Flexión en la dirección de *n:*

$$t_{p_req_cn} := 1.5\ n \cdot \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} = 21.225\ \textbf{mm}$$

$t_{p_req_c} := \max\left(t_{p_req_cm}, t_{p_req_cn}\right) = 21.225\ \textbf{mm}$ Espesor de placa requerido por la zona a compresión

Espesor por flexión en la zona a tracción

$x := f - \frac{d_c}{2} + \frac{t_{fc}}{2} = 75.845\ \textbf{mm}$ Distancia desde el ala de la columna a la barra de anclaje más traccionada

$t_{p_req_t} := 2.11 \cdot \sqrt{\frac{N_{ua_g} \cdot x}{B \cdot F_y}} = 45.842\ \textbf{mm}$ Espesor de placa requerido por la zona a tracción

Espesor definitivo de placa base

$t_{p_req} := \max\left(t_{p_req_c}, t_{p_req_t}\right) = 45.842\ \textbf{mm}$ Espesor de placa requerido

$t_p := 1\ \textbf{in}$ Espesor de placa propuesto

$\textbf{if}\left(t_{p_req} < t_p, \text{“Ok”}, \text{“Aumentar espesor o rigidizar”}\right) = \text{“Aumentar espesor o rigidizar”}$

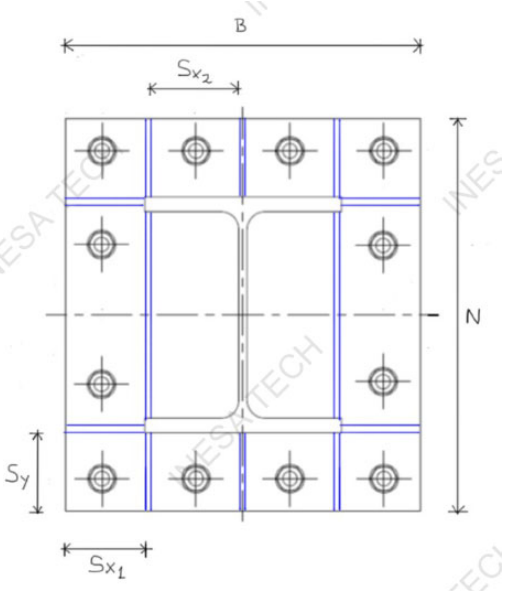
ESPESOR DE LA PLACA BASE CON RIGIDIZADORES (OPCIONAL)

Cuando la plancha base sola no sea capaz de resistir las fuerzas de flexión de diseño, se deberá utilizar rigidizadores en esta. Para efectos del cálculo de planchas con rigidizadores se considera la teoría de placa aplicada a losas empotradas

Propiedades y arreglo de los rigidizadores

$t_s := 25\ \textbf{mm}$ Espesor de rigidizadores

$F_s := F_y = 344.738\ \textbf{MPa}$ Tensión cedente de rigidizadores. Se utilizará el mismo acero que en la placa base



Dimensiones de la placa base y distancias libres de los rigidizadores:

$N = 700\ \textbf{mm}$

$B = 450\ \textbf{mm}$

$S_{x1} := \frac{B - b_{fc}}{2} = 128.607\ \textbf{mm}$

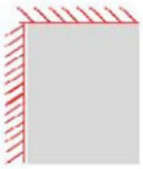
$S_{x2} := \frac{b_{fc}}{2} - \frac{3\ t_s}{2} = 58.893\ \textbf{mm}$

$S_y := \frac{N - d_c}{2} = 116.32\ \textbf{mm}$

Configuración General

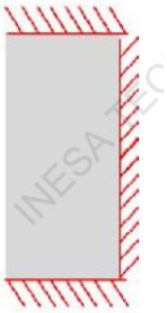
Espesor por flexión de la placa en la zona a compresión

Coeficientes para determinar momentos con cargas uniformes según teoría de placas

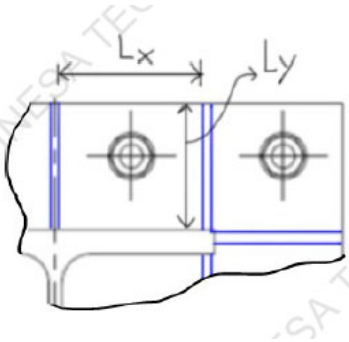


Carga uniforme 2 bordes empotrados 2 libres					
L_{max}/L_{min}	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
C	3.23	3.29	3.51	3.81	4.18

Carga uniforme 3 bordes empotrados 1 libre							
L_y/L_x	0.25	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
C	8.60	7.57	6.77	6.86	7.42	8.24	9.27
L_y/L_x	0.90	1.00	1.20	1.30	1.40	1.50	2.00
C	10.4	11.6	14.1	15.3	16.6	17.8	23.1



Caso 1: Parte Central

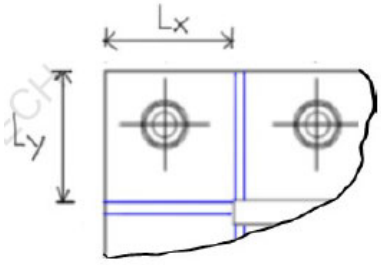


$L_x := S_{x2} = 58.893$ ***mm*** $L_y := S_y = 116.32$ ***mm***

$\frac{L_y}{L_x} = 1.975$ Entonces: $C := 18.584$

$M_{p_c1} := \frac{f_p \cdot L_x \cdot L_y}{C} = 0.119$ ***tonnef***

Caso 2: Esquina

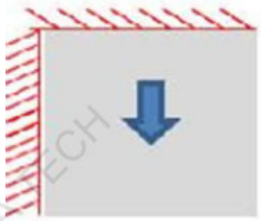


$L_x := S_{x1} = 128.607$ ***mm*** $L_y := S_y = 116.32$ ***mm***

$\frac{\max(L_x, L_y)}{min(L_x, L_y)} = 1.106$ Entonces: $C := 3.255$

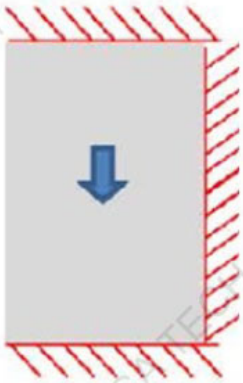
$M_{p_c2} := \frac{f_p \cdot L_x \cdot L_y}{C} = 1.479$ ***tonnef***

Espesor por flexión de la placa en la zona a tracción



Carga puntual 2 bordes empotrados 2 libres					
L_{min}/L_{max}	y/L_y	x/L_x			
		0.25	0.50	0.75	1.00
0.5	0.25	0.29	0.30	0.30	0.50
	0.50	0.30	0.40	0.50	0.70
	0.75	0.50	0.70	0.75	0.80
	1.00	0.95	1.00	1.10	1.10
1.0	0.25	0.25	0.30	0.37	0.65
	0.50	0.30	0.35	0.50	0.90
	0.75	0.37	0.50	0.60	1.00
	1.00	0.65	0.90	1.00	1.10

Carga puntual 3 bordes empotrados 1 libre				
L_{min}/L_{max}	y/L_y	x/L_x		
		0.25	0.50	0.75
0.5	0.25	0.20	0.20	0.20
	0.50	0.25	0.40	0.25
	0.75	0.35	0.40	0.35
	1.00	0.50	1.00	0.50
1.0	0.25	0.20	0.25	0.20
	0.50	0.30	0.45	0.30
	0.75	0.30	0.50	0.30
	1.00	0.50	1.00	0.50



Coeficientes para determinar momentos con cargas puntuales según teoría de placas

Caso 1: Parte Central

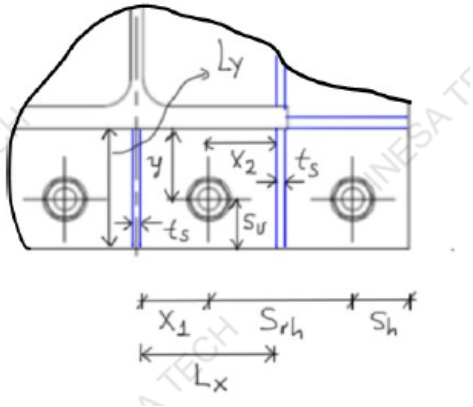
$L_x := S_{x2} = 58.893\ \boldsymbol{mm}$ $L_y := S_y = 116.32\ \boldsymbol{mm}$ $s_h = 50\ \boldsymbol{mm}$

$y := L_y - s_v = 86.32\ \boldsymbol{mm}$ $s_{rh} = 116.667\ \boldsymbol{mm}$ $t_s = 25\ \boldsymbol{mm}$

$$x_1 := \frac{B}{2} - \left(\frac{t_s}{2} + s_h + s_{rh}\right)$$

$x_2 := L_x - x_1 = 13.06\ \boldsymbol{mm}$

$x := \max\left(x_1, x_2\right) = 4.583\ \boldsymbol{cm}$



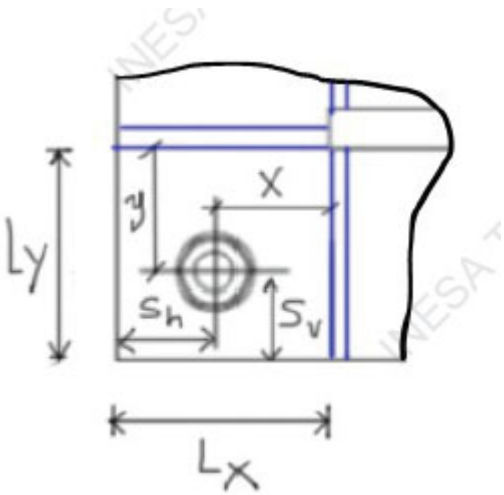
$\frac{min(L_x, L_y)}{\max(L_x, L_y)} = 0.506$ $\frac{x}{L_x} = 0.778$ $\frac{y}{L_y} = 0.742$ $C := 0.168$

$M_{p_t1} := N_{ua} \cdot C = 4.135$ ***tonnef***

Caso 2: Esquina

$L_x := S_{x1} = 128.607$ ***mm*** $L_y := S_y = 116.32$ ***mm*** $x := L_x - s_h = 78.607$ ***mm***

$y := L_y - s_v = 86.32$ ***mm***



$\frac{min(L_x, L_y)}{\max(L_x, L_y)} = 0.904$

$\frac{x}{L_x} = 0.611$ $\frac{y}{L_y} = 0.742$

$C := 0.126$

$M_{p_t2} := N_{ua} \cdot C = 3.101$ ***tonnef***

Espesor de placa base con rigidizadores

$M_p := \max(M_{p_c1}, M_{p_c2}, M_{p_t1}, M_{p_t2}) = 4.135$ ***tonnef*** Momento de diseño para plancha con rigidizadores

$t_{p_req_rig} := \sqrt{\frac{4 \cdot M_p}{0.9 \cdot F_y}} = 22.864$ ***mm*** Espesor de plancha requerido con rigidizadores.

if $(t_{p_req_rig} < t_p, \text{“Ok”}, \text{“No Cumple”}) = \text{“Ok”}$

$t_{p_rig_final} := 25$ ***mm***

Dimensión de los rigidizadores

$t_s = 25$ ***mm*** Espesor del rigidizador

$b_s := 100$ ***mm*** Longitud máxima del rigidizador

$t_{s_min} := \max\left(\frac{b_s}{16}, \frac{t_{fc}}{2}\right) = 9.525$ ***mm*** Espesor mínimo recomendado del rigidizador

$h_s := 120$ ***mm*** Altura del rigidizador

$\lambda := \frac{h_s}{t_s} = 4.8$ Esbeltez del rigidizador

$\lambda_{max} := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 13.488$ Esbeltez máxima del rigidizador

if $(\lambda \leq \lambda_{max}, \text{“Ok”}, \text{“No Cumple”}) = \text{“Ok”}$

El rigidizador se coloca con soldadura de ranura de penetración (CJP) cuando se tienen espesores considerables (mayores a 13 mm), o con soldadura de filete mínima

ANCLAJE AL CONCRETO (CAP. 17 DEL ACI 318-14)

Resistencia del acero de un anclaje en tracción

$N_{ua} = 24.613$ ***tonnef*** Tracción en la barra de anclaje

$F_{u_barras} = 861.845$ ***MPa*** Tensión nominal a tracción de la barra de anclaje

$F_{uta} := min(F_{u_barras}, 860\ \textbf{MPa}) = 860$ ***MPa*** Tensión última a tracción de la barra de anclaje

$\phi := 0.75$ Factor de minoración

$n_t := 4.57 \cdot \frac{1}{\textbf{in}} = 0.18\ \frac{1}{\textbf{mm}}$ Número de hilos por mm de roscado

$A_{se} := \frac{\pi}{4}\left(d_r - \frac{0.9473}{n_t}\right)^2 = 3.184\ \textbf{cm}^2$ Área efectiva de barra de anclaje

$N_{sa} := \phi \cdot F_{uta} \cdot A_{se} = 205.376$ ***kN*** Resistencia minorada a la tracción de la barra de anclaje

$D.C := \frac{N_{ua}}{N_{sa}} = 1.175$

if $(D.C < 1, \text{“Ok”}, \text{“No Cumple”}) = \text{“No Cumple”}$



(i) Falla del acero

Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje en tracción

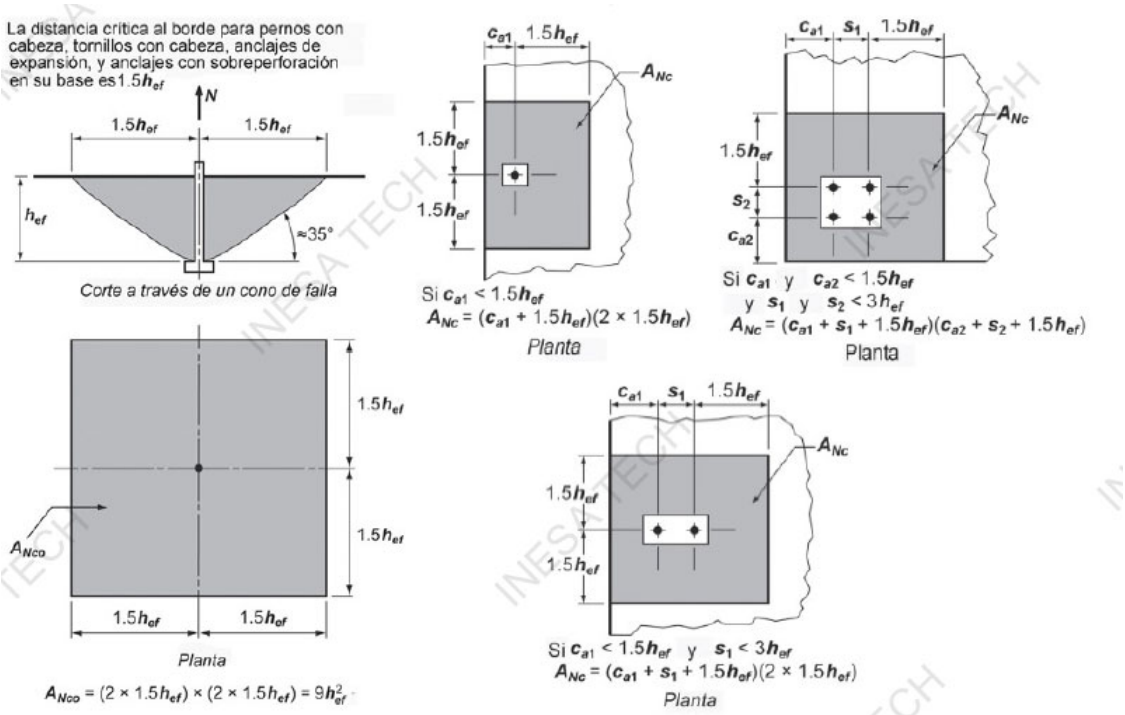
Conforme al capítulo 17 del ACI-318, la resistencia nominal de arrancamiento del concreto en tracción, N_{cb} de un anclaje individual o N_{cb_g} de un grupo de anclajes en tracción no debe exceder

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ed_N} \cdot \psi_{c_N} \cdot \psi_{cp_N} \cdot N_b$$ Resistencia para un solo anclaje

$$N_{cb_g} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ed_N} \cdot \psi_{c_N} \cdot \psi_{cp_N} \cdot N_b$$ Resistencia para un grupo anclaje

A_{Nc} es el área proyectada de la superficie de falla para un solo anclaje o grupo de anclajes, que debe ser aproximada a la base de la figura geométrica rectilínea que resulta al proyectar la superficie de falla hacia fuera en 1.5 h_{cef} desde la línea del eje del anclaje o, en el caso de un grupo de anclajes, desde una línea a través de una fila de anclajes adyacentes. A_{Nc} no debe exceder a nA_{Nco} donde n es el número de anclajes que resisten tracción en el grupo.

A_{Nco} es el área proyectada de la superficie de falla de un solo anclaje con una distancia del borde igual o mayor a 1.5 h_{cef}



Áreas de falla de barras individuales y grupos de barras de anclaje

a) Definición de la longitud embebida de la barra de anclaje en el concreto y cálculo del área de falla de la misma, establecida como A_{Nco}

$h_{ef} := 380\ \boldsymbol{mm}$ Longitud embebida de la barra de anclaje. Valor mínimo: $12\ d_r = 304.8\ \boldsymbol{mm}$

$A_{Nco} := 9 \cdot h_{ef}^{\ 2} = 12996\ \boldsymbol{cm}^2$ Área de falla cada barra

b) Distancias de las barras de anclaje al borde de pedestal y cálculo del área de falla del grupo de anclajes, establecida como A_{Nc}

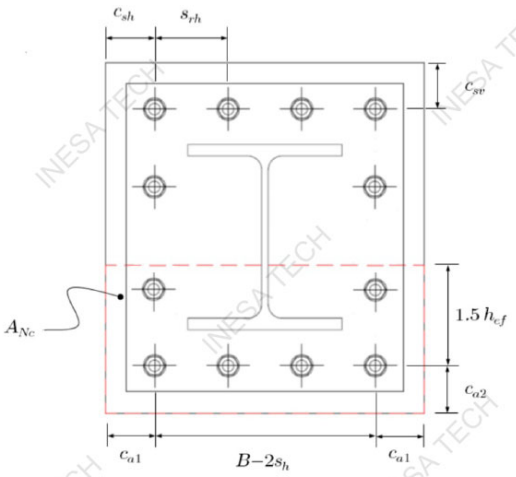
$c_{sv} := s_v + 0.5\ \left(N_{ped} - N\right) = 5\ \boldsymbol{mm}$ Separación vertical de la barra esquina a borde de pedestal

$c_{sh} := s_h + 0.5\ \left(B_{ped} - B\right) = 150\ \boldsymbol{mm}$ Separación horizontal de la barra esquina a borde de pedestal

$c_{a1} := min\left(c_{sh}, 1.5 \cdot h_{ef}\right) = 150\ \boldsymbol{mm}$ Separación horizontal teórica de barra de anclaje a borde de falla

$c_{a2} := min\left(c_{sv}, 1.5 \cdot h_{ef}\right) = 5\ \boldsymbol{mm}$ Separación vertical teórica de barra de anclaje a borde de falla

$A_{Nc} := \left(B - 2 \cdot s_h + 2 \cdot c_{a1}\right) \cdot \left(1.5 \cdot h_{ef} + c_{a2}\right) = 3737.5\ \boldsymbol{cm}^2$ Área de falla del grupo de barras de anclaje



c) Resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje en tracción embebido en concreto fisurado.

La misma se define como, y no debe exceder de:

$$N_b \leq 3.9 \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

Alternativamente, para anclajes con cabeza y preinstalados, con 280 mm$\leq$ h_{ef} $\leq$ 635 mm, el valor de N_b no puede exceder:

$$N_b \leq 3.9 \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

Donde:

$k_c := 10$ — Coeficiente para la resistencia básica al arrancamiento del concreto a tracción. $k_c = 10$ para anclajes preinstalados y $k_c = 7$ para anclajes post-instalados.

$\lambda_a := 1$ — Factor de modificación que toma en cuenta las propiedades mecánicas del concreto de peso liviano

17.2.6 El factor de modificación λ_a para concreto de peso liviano en debe ser:

Anclajes preinstalados o con sobreperforación en su base para falla en el concreto **1.0λ**
Anclajes de expansión o anclajes adheridos para falla en el concreto **0.8λ**
Anclajes adheridos cuando fallan por adherencia de acuerdo con la ecuación (17.4.5.2) **0.6λ**

con λ determinado de acuerdo con 19.2.4. Se permite el uso de un valor alterno de λ_a cuando se soporte por medio de ensayos realizados y evaluados de acuerdo con ACI 355.2 ó ACI 355.4.

Tabla 19.2.4.2 — Factor de modificación λ

Concreto	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330M Grueso: ASTM C330M	0.75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330M y C33M Grueso: ASTM C330	0.75 a 0.85[1]
Arena, liviana	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C330M	0.85
Arena, liviana, Mezcla gruesa	Fino: ASTM C33M Grueso: Combinación de ASTM C330M y C33M	0.85 a 1.00[2]
Peso normal	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C33M	1.00

[1]Se permite la interpolación lineal de 0.75 a 0.85 con base al volumen absoluto del agregado fino de peso normal como una fracción del volumen absoluto total de agregado fino.
[2]Se permite la interpolación lineal de 0.80 a 1.00 con base al volumen absoluto del agregado grueso de peso normal como como una fracción del volumen absoluto total de agregado grueso.

$$N_b := \text{if}\left(h_{ef} < 280\ \textbf{mm}, k_c \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\textbf{MPa}}} \cdot \left(\frac{h_{ef}}{\textbf{mm}}\right)^{1.5} \textbf{N}, 3.9 \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\textbf{MPa}}} \cdot \left(\frac{h_{ef}}{\textbf{mm}}\right)^{\frac{5}{3}} \textbf{N}\right) = 41.545\ \textbf{tonnef}$$

Resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje en tracción embebido en concreto fisurado

d) Cálculo de factores

$c_{a_min} := min\left(c_{a1}, c_{a2}\right) = 5$ ***mm*** Mínima separación teórica a patrón de falla

$\psi_{ec_N} := 1$ Factor de modificación para grupos de anclajes

$\psi_{ed_N} := \mathbf{if}\left(c_{a_min} \geq 1.5\ h_{ef}, 1, 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_{a_min}}{1.5\ h_{ef}}\right) = 0.703$ Factor de modificación por efectos de borde

$\psi_{c_N} := 1.25$ Factor de modificación por agrietamiento del concreto

$\psi_{cp_N} := 1$ Factor de modificación para anclajes pre-instalados.

Nota: $\psi_{c_N} = 1.25$ para anclajes pre-instalados y $\psi_{c_N} = 1.25$ para anclajes post-instalados

e) Relación Demanda/Capacidad

$N_{cb_g} := \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ec_N} \cdot \psi_{ed_N} \cdot \psi_{c_N} \cdot \psi_{cp_N} \cdot N_b = 10.494$ ***tonnef*** Resistencia para un grupo de anclajes

$\phi = 0.75$ Factor de minoración

$\phi N_{cb_g} := \phi \cdot N_{cb_g} = 7.87$ ***tonnef*** Resistencia minorada al arrancamiento de un grupo de anclajes.

$D.C := \frac{N_{ua_g}}{\phi N_{cb_g}} = 12.509$ $\mathbf{if}\left(D.C < 1, \text{“Ok”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“No Cumple”}$

Refuerzo en Anclaje

Cuando la resistencia al arrancamiento del concreto en tracción de uno o un grupo de anclajes no cumple con los requisitos normativos, se podrá hacer uso del refuerzo de anclaje.

Donde el refuerzo del anclaje se desarrolle de acuerdo con las especificaciones del Capítulo 25 de la normativa ACI 318-14, se podrá usar la resistencia de diseño del refuerzo del anclaje para la determinación de ϕN_n en lugar de la resistencia al arrancamiento del concreto.

En el diseño del refuerzo del anclaje, se permite usar un factor de reducción de resistencia de $\phi = 0.75$. El refuerzo de anclaje debe consistir en estribos, amarres u horquillas colocadas lo más cerca posible del anclaje. Solamente los refuerzos espaciados menos de $0.5\ h_{ef}$ del eje central del anclaje deben ser incluidos como refuerzo del anclaje.

Las investigaciones (Eligehausen et al. 2006b) en que se basan estos requisitos se limitaron a refuerzos de anclajes con un diámetro similar al de la barra No. 16. Es beneficioso que el refuerzo del anclaje circunscriba el refuerzo de la superficie. Al dimensionar el refuerzo del anclaje, se recomienda usar un factor de reducción de resistencia ϕ de 0.75, como el que se usa en los modelos puntal-tensor. En la práctica, el refuerzo del anclaje en general es usado

solo con anclajes preinstalados

$$f_y := 4200 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$T_s := N_{ua_g} - \phi N_{cb_g} = 90.582 \ tonnef$$

$$A_s := \frac{T_s}{0.75 \cdot f_y} = 28.756 \ cm^2 \qquad n := 12 \qquad A_{barra_ref} := \frac{A_s}{n} = 2.396 \ cm^2$$

Usar 12 barras de 3/4"

PESO (kg/m) SEGÚN DIÁMETRO

DIÁMETRO DEL FIERRO.	ÁREA NOMINAL mm²	PESO NOMINAL kg/mt	PESO MÍNIMO* kg/mt
6 mm	28	0.222	0.207
8 mm	50	0.395	0.371
3/8"	71	0.56	0.526
12 mm	113	0.888	0.835
1/2"	129	0.994	0.934
5/8"	199	1.552	1.459
3/4"	284	2.235	2.101
1"	510	3.973	3.735
1 3/8"	1006	7.907	7.433

Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado o post-instalado de expansión o con sobreperforación en su base.

Conforme al capítulo 17 del ACI-318, la resistencia no debe exceder de:

$$N_{pn} \leq \psi_{c_p} \cdot N_p$$

a) Para pernos y tornillos con cabeza individuales preinstalados, se puede evaluar la resistencia a la extracción por deslizamiento usando:

$$N_p = 8 \cdot A_{brg} \cdot f'_c$$

$$A_{brg} = A_{washer} - A_{se}$$

Table 2.3. Recommended Sizes for Anchor Rod Holes in Base Plates

Anchor Rod Diameter, in.	Hole Diameter, in.	Min. Washer Dimension, in.	Min. Washer Thickness, in.
¾	1⁵⁄₁₆	2	¼
⅞	1⁹⁄₁₆	2½	⁵⁄₁₆
1	1¹³⁄₁₆	3	⅜
1¼	2⅛	3	½
1½	2⅝	3½	½
1¾	2¾	4	⅝
2	3¼	5	¾
2½	3¼	5½	⅞

Notes: 1. Circular or square washers meeting the size shown are acceptable.
2. Adequate clearance must be provided for the washer size selected.
3. See discussion below regarding the use of alternate 1⅛-in. hole size for ¾-in.-diameter anchor rods, with plates less than 1¼ in. thick.

INESA TECH

b) Para tornillos individuales con extremo en forma de L o J, se puede evaluar la resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción usando:

$$N_p = 0.9 \cdot f'_c \cdot e_h \cdot d_a$$

$$3\ d_a \leq e_h \leq 4.5\ d_a$$

Para un anclaje ubicado en una región de un elemento de concreto, donde el análisis indica que no existen fisuras para niveles de carga de servicio, se puede utilizar el siguiente factor de modificación:

$$\psi_{c_p} := 1.40$$

Entonces, considerando pernos y tornillos con cabeza individuales preinstalados, se tiene

a) Se define el washer (placa de refuerzo en la base del anclaje)

$a_{washer} := 3\ \textbf{in} = 76.2\ \textbf{mm}$ $b_{washer} := 3\ \textbf{in} = 76.2\ \textbf{mm}$ $t_{washer} := \frac{3}{8}\ \textbf{in} = 9.525\ \textbf{mm}$

$A_{washer} := a_{washer} \cdot b_{washer} = 58.064\ \textbf{cm}^2$ $A_{brg} := A_{washer} - A_{se} = 54.88\ \textbf{cm}^2$

b) Se determina la resistencia

$N_p := 6 \cdot A_{brg} \cdot f'_c = 904.162\ \textbf{kN}$	Resistencia Nominal
$N_{pn} := \psi_{c_p} \cdot N_p = 1265.827\ \textbf{kN}$	Resistencia modificada
$\phi = 0.75$	Factor de minoración
$\phi N_{pn} := \phi \cdot N_{pn} = 949.37\ \textbf{kN}$	Resistencia minorada
$N_{ua} = 241.371\ \textbf{kN}$	Tracción en una barra de anclaje

$D.C := \frac{N_{ua}}{\phi N_{pn}} = 0.254$ **if** $(D.C < 1, \text{“Ok”}, \text{“No Cumple”}) = \text{“Ok”}$

DISEÑO POR CORTE

Las fuerzas cortantes de la placa base se puede resistir de dos maneras:

- Corte en las barras de anclaje
- Llave de corte contra la superficie de concreto

Opción 01: Resistencia por corte considerando solo las barras de anclaje

$V_u = 45.97\ \textbf{tonnef}$	Corte último en la placa base
$n_{r_corte} := n_{r1} + n_{r2} + n_{r3} = 8$	Número de barras efectivas para resistir corte. Se considera el numero total de barras menos las que

se encuentran en la fila mas traccionada

$F_{nv_barras} = 430.922\ \textbf{\textit{MPa}}$ Tensión nominal a corte de las barras de anclaje

$\phi = 0.75$ Factor de minoración

$d_r = 1\ \textbf{\textit{in}}$ Diámetro de la barra de anclaje

$A_r := \frac{\pi \cdot d_r^{\,2}}{4} = 5.067\ \textbf{\textit{cm}}^2$ Área de la barra de anclaje

$\phi P_{rv_barras} := \phi \cdot F_{nv_barras} \cdot A_r = 16.699\ \textbf{\textit{tonnef}}$ Resistencia minorada de cada barra a corte

$$D.C := \frac{V_u}{\phi P_{rv_barras} \cdot n_{r_corte}} = 0.344$$

$\textbf{if}\left(D.C < 1, \text{“Ok”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“Ok”}$

DISEÑO DE RIOSTRAS BRBF

1. DATOS GENERALES

1.1 Propiedades de los Materiales

$F_y := 50$ ***ksi*** Tensión cedente del acero (A572)

$E := 200000$ ***MPa*** Módulo de Elasticidad

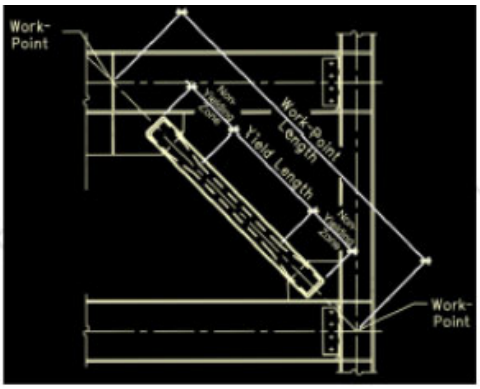
$R_{yc} := 1.1$ Factor de sobrerresistencia de la columna

$R_{ysc} := 1.1$ Factor de sobrerresistencia del núcleo de acero

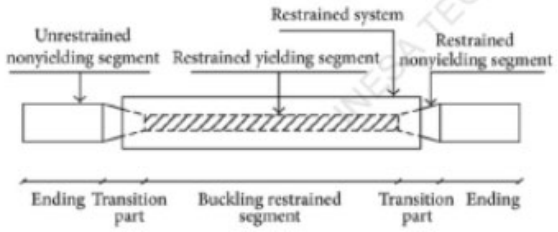
$F_{yb} := 1.1$ Factor de sobrerresistencia de la viga

1.2 Definición de segmentos de las Riostras de Pandeo Restringido

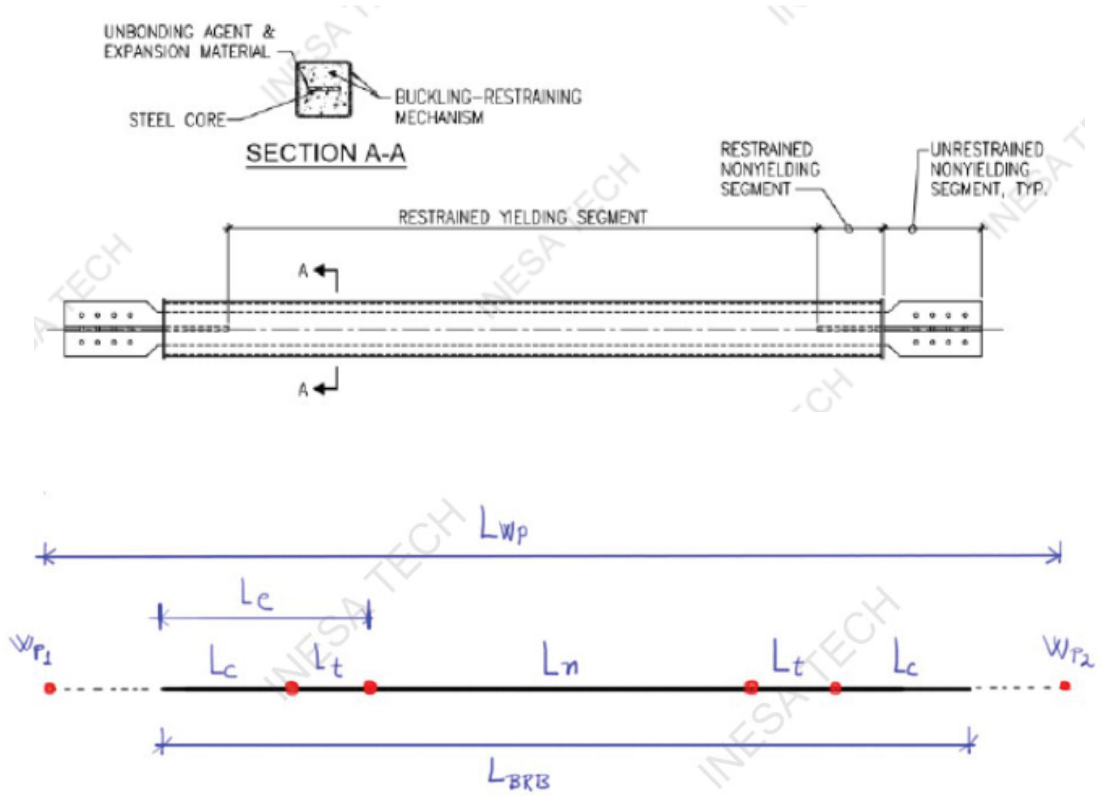
1.2.1. Esquema general



De manera general, se considera un segmento cedente y otro no cedente, el cual se compone de una parte en transición y el resto de la conexión







$L_{wp} := 6.02\ \boldsymbol{m}$ — Longitud total (Centro a Centro)

$L_{BRB} := 0.85 \cdot L_{wp} = 5.12\ \boldsymbol{m}$ — Longitud Real del BRB

$L_n := 0.7 \cdot L_{BRB} = 3.58\ \boldsymbol{m}$ — Longitud del segmento cedente (Núcleo de acero)

$L_e := \frac{L_{BRB} - L_n}{2} = 76.76\ \boldsymbol{cm}$ — Longitud del segmento no cedente de comportamiento elástico.

$L_t := 30\ \boldsymbol{cm}$ — Longitud del segmento no cedente en transición (No arriostrado)

$L_c := L_e - L_t = 46.76\ \boldsymbol{cm}$ — Longitud del segmento no cedente en conexión (Arriostrado)

Nota: Los valores de longitud presentados se obtienen en función al detallado real del BRB

1.3.2 Definición del tubo de confinamiento (Camisa Metálica)

$b_{tubo} := 200\ \boldsymbol{mm}$ — Ancho del tubo

$h_{tubo} := 200\ \boldsymbol{mm}$ — Altura del tubo

$t_{tubo} := 40\ \boldsymbol{mm}$ Espesor del tubo

$A_{tubo} := 2\ \left(b_{tubo} \cdot t_{tubo} + \left(b_{tubo} - t_{tubo} \cdot 2\right) \cdot t_{tubo}\right) = 256\ \boldsymbol{cm^2}$ Área del tubo

$I_{tubo} := \frac{1}{12} \cdot b_{tubo} \cdot h_{tubo}^{3} - \frac{1}{12}\ \left(b_{tubo} - 2 \cdot t_{tubo}\right) \cdot \left(h_{tubo} - 2 \cdot t_{tubo}\right)^{3} = 11605.33\ \boldsymbol{cm^4}$ Inercia del tubo

1.2.3 Segmento Cedente

$b_{pl_1} := 170\ \boldsymbol{mm}$ Ancho de la plancha

$t_{pl_1} := 30\ \boldsymbol{mm}$ Espesor de la plancha

$A_n := b_{pl_1} \cdot t_{pl_1} = 51\ \boldsymbol{cm^2}$ Área de la sección transversal del segmento cedente

1.2.4 Segmento no cedente en transición (elástico)

$h_{pl_ref_1} := \frac{b_{pl_1}}{2} - \frac{t_{pl_1}}{2} = 70\ \boldsymbol{mm}$ Altura de la plancha de refuerzo

$t_{pl_ref_1} := 30\ \boldsymbol{mm}$ Espesor de la plancha de refuerzo

$A_t := A_n + 2 \cdot h_{pl_ref_1} \cdot t_{pl_ref_1} = 93\ \boldsymbol{cm^2}$ Área de la sección transversal en el segmento no cedente (transición)

1.3.5 Segmento no cedente en conexión (elástico)

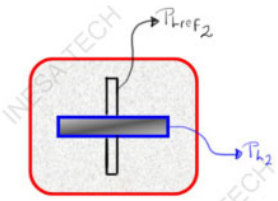
$b_{pl_2} := 180\ \boldsymbol{mm}$ Ancho de plancha

$t_{pl_2} := 30\ \boldsymbol{mm}$ Espesor de la plancha

$h_{pl_ref_2} := \frac{b_{pl_2}}{2} - \frac{t_{pl_2}}{2} = 75\ \boldsymbol{mm}$ Altura de la plancha de refuerzo

$t_{pl_ref_2} := 30\ \boldsymbol{mm}$ Espesor del refuerzo

$A_c := b_{pl_2} \cdot t_{pl_2} + 2 \cdot h_{pl_ref_2} \cdot t_{pl_ref_2} = 99\ \boldsymbol{cm^2}$

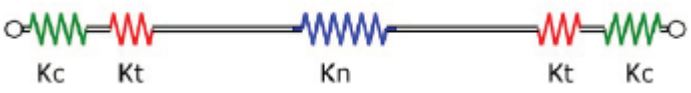


Detalle de la sección transversal en el segmento no cedente en conexión

Area de la sección transversal en el segmento no cedente (conexión)

1.3 Definición de la rigidez axial efectiva de la riostra de pandeo restringido

Se debe considerar la rigidez de cada segmento, tal como se muestra a continuación:



$$K_{BRB} = \frac{1}{\Sigma \frac{1}{K_i}} = \frac{1}{\frac{1}{K_c}+\frac{1}{K_t}+\frac{1}{K_n}+\frac{1}{K_t}+\frac{1}{K_c}} = \frac{1}{\frac{1}{K_n}+\frac{2}{K_c}+\frac{2}{K_t}}$$

Donde se puede definir que:

$$\frac{1}{K_{se}} = \frac{2}{K_c}+\frac{2}{K_t} \qquad K_{se} = \frac{K_c \cdot K_t}{2 \cdot K_t + 2 \cdot K_c}$$

Sustituyendo, nos queda:

$$K_{BRB} = \frac{1}{\frac{1}{K_n}+\frac{1}{K_{se}}} = \frac{K_n \cdot K_{se}}{K_n + K_{se}}$$

Luego:

$K_n := \frac{E \cdot A_n}{L_n} = 2847.65 \ \frac{kN}{cm}$ Rigidez del segmento cedente

$K_t := \frac{E \cdot A_t}{L_t} = 62000 \ \frac{kN}{cm}$ Rigidez del segmento no cedente en transición

$K_c := \frac{E \cdot A_c}{L_c} = 42348.41 \ \frac{kN}{cm}$ Rigidez del segmento no cedente en conexión

$K_{se} := \frac{K_c \cdot K_t}{2 \cdot K_t + 2 \cdot K_c} = 12580.94 \ \frac{kN}{cm}$ Rigidez del segmento elástico

FINALMENTE

$K_{BRB} := \frac{K_n \cdot K_{se}}{K_n + K_{se}} = 2322.06 \ \frac{kN}{cm}$ Rigidez efectiva del BRB

1.4 Peso de la riostra de pandeo restringido

$\gamma_{acero} := 76.97 \ \frac{kN}{m^3}$ Peso especifico del acero $\gamma_{mortero} := 18 \ \frac{kN}{m^3}$

a) Peso del tubo de confinamiento

$L_{tubo} := (L_n + 2 \cdot L_t) = 418.19 \ cm$ Longitud del tubo

$W_{tubo} := A_{tubo} \cdot \gamma_{acero} \cdot L_{tubo} = 8.24 \ kN$ Peso del tubo

b) Peso de las planchas

$W_{planchas} := \gamma_{acero} \cdot (A_n \cdot L_n + 2 \cdot A_t \cdot L_t + 2 \ A_c \cdot L_c) = 2.55 \ kN$ Peso de las planchas de acero

c) Peso del mortero

$A_{mn} := (h_{tubo} - 2\ t_{tubo}) \cdot (b_{tubo} - 2\ t_{tubo}) - A_n = 93\ \boldsymbol{cm^2}$ Área del mortero en el segmento cedente

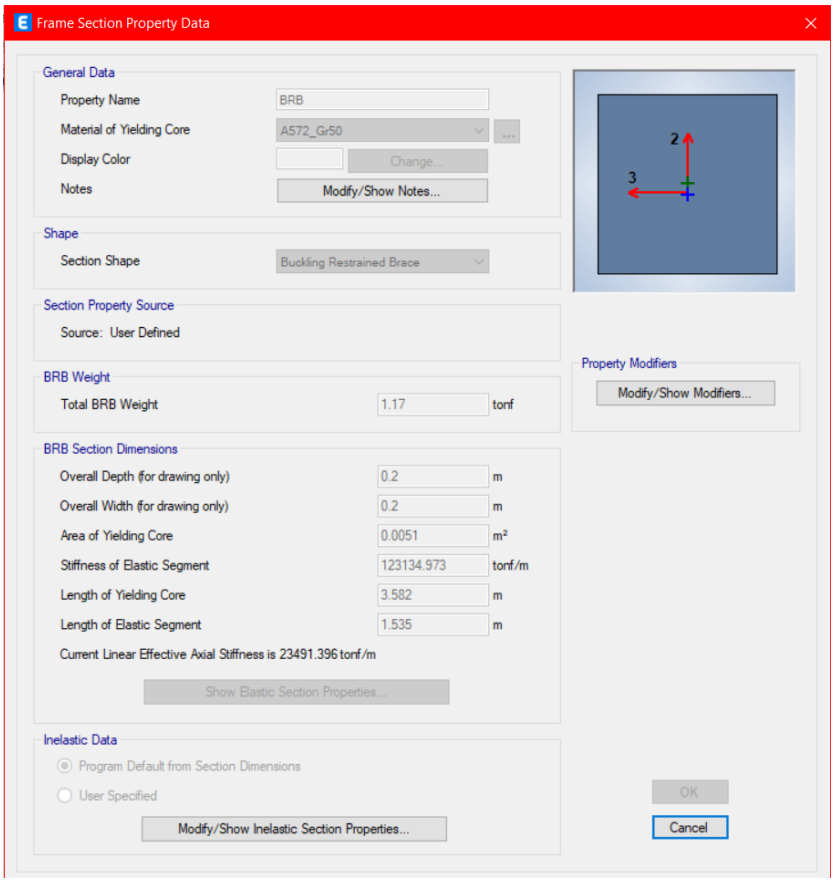
$A_{mt} := (h_{tubo} - 2\ t_{tubo}) \cdot (b_{tubo} - 2\ t_{tubo}) - A_t = 51\ \boldsymbol{cm^2}$ Área del mortero en el segmento no cedente en transición

$W_{mortero} := \gamma_{mortero} \cdot (A_{mn} \cdot L_n + 2 \cdot A_{mt} \cdot L_t) = 0.65\ \boldsymbol{kN}$ Peso del mortero

c) Peso total

$W_{total} := W_{tubo} + W_{mortero} + W_{planchas} = 1.17\ \boldsymbol{tonnef}$ Peso total

1.6 Definición de BRB en ETABS



$h_{tubo} = 20\ \boldsymbol{cm}$ Overall Depth

$A_n = 51.00\ \boldsymbol{cm^2}$ Area of Yielding Core

$L_n = 3.582\ \boldsymbol{m}$ Length of Yielding Core

$b_{tubo} = 20\ \boldsymbol{cm}$ Overall Width

$K_{se} = 128289.852\ \frac{tonnef}{m}$ Rigidez del segmento elástico

$L_{se} := 2 \cdot (L_t + L_c) = 1.535\ m$ Length of Elastic Segment

$K_{BRB} = 23678.427\ \frac{tonnef}{m}$ Rigidez Axial Efectiva de Riostra

3. DISEÑO DE LA RIOSTRA DE PANDEO RESTRINGIDO

3.1 Fuerzas Axiales

$P_{u_comp_BRB} := 31.11\ tonnef$

$P_{u_tracc_BRB} := 19.92\ tonnef$

$P_{u_diseño_BRB} := \max(P_{u_comp_BRB}, P_{u_tracc_BRB}) = 31.11\ tonnef$

3.2 Relación Demanda/Capacidad $\phi := 0.9$

$F_{ysc} := 50\ ksi$ Tensión cedente del núcleo de acero (A572)

$A_{sc} := A_n = 51\ cm^2$

$P_n := A_{sc} \cdot F_{ysc} = 1758.16\ kN$

$\phi P_n := \phi \cdot P_n = 161.35\ tonnef$

$$DC := \frac{P_{u_diseño_BRB}}{\phi P_n} = 0.19$$

$\text{if}(DC < 1, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}) = \text{“Cumple”}$

4. DEFINICIÓN DE LA RESISTENCIA MÁXIMA PROBABLE A COMPRESIÓN Y TRACCIÓN DE LAS RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO

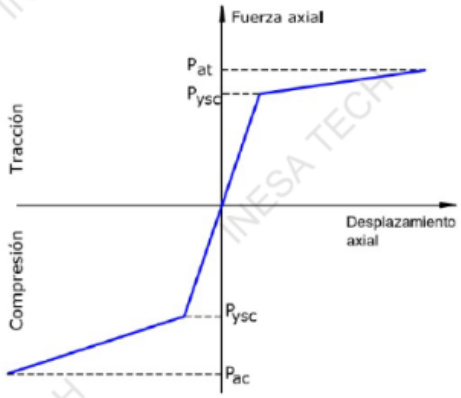
El diseño debe realizarse de modo que las deformaciones inelásticas ocurran principalmente por fluencia de las riostras. Las especificaciones definen el diseño a partir de la resistencia ajustada de la riostra a compresión, P_{ac}, y a tracción P_{at} según las siguientes expresiones:

$P_{ac} = \beta \cdot \omega \cdot R_{ysc} \cdot A_{sc} \cdot F_{ysc}$ Fuerza máxima de compresión

$P_{at} = \omega \cdot R_{ysc} \cdot A_{sc} \cdot F_{ysc}$ Fuerza máxima de tracción

$P_{ysc} = A_{sc} \cdot F_{ysc}$ Resistencia del núcleo de acero

$R_{ysc} = 1.1$ Factor de sobre-resistencia del acero



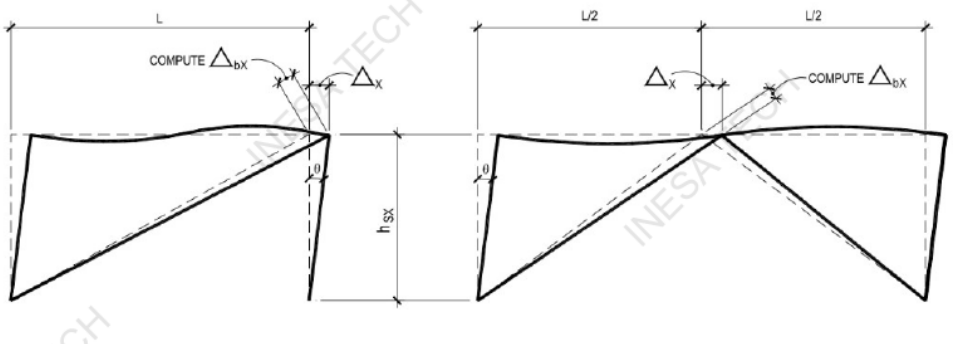
El factor β (mayor o igual que 1) se calcula como la relación entre la máxima fuerza de compresión y la de tracción, medidas en un ensayo realizado según los requerimientos indicados en la sección K3.4c de las especificaciones de la norma AISC 341-16. Esta verificación experimental se realiza hasta un nivel de desplazamiento axial de la riostra, igual al desplazamiento inducido por una distorsión de piso equivalente a dos veces la distorsión de diseño.

$$\beta = \frac{P_{ac}}{\omega \cdot R_{ysc} \cdot A_{sc} \cdot F_{ysc}} = \frac{P_{ac}}{P_{at}}$$ Factor de ajuste de resistencia por compresión

El factor ω representa el efecto del aumento de resistencia por endurecimiento de deformación. Se determina de los resultados experimentales como la relación entre la resistencia máxima a tracción y la resistencia medida de fluencia $R_{ysc}\, P_{ysc}$

$$\omega = \frac{P_{at}}{R_{ysc} \cdot A_{sc} \cdot F_{ysc}}$$ Factor de ajuste de endurecimiento por deformación

Los ensayos de verificación pueden realizarse específicamente para el proyecto en estudio, o bien adoptarse de ensayos realizados previamente que se encuentren documentados.



$R := 8$

$C_d := 0.8 \cdot R$

$P_{SH_BRB} := 23.49\ \textbf{\textit{tonnef}}$ Fuerza axial por sismo (Núcleo de Acero)

$P_{bx} := P_{SH_BRB} = 23.49\ \textbf{\textit{tonnef}}$ Longitud del segmento cedente (Núcleo de Acero)

$L_n = 3.58\ \textbf{\textit{m}}$

$A_{sc} = 51\ \textbf{\textit{cm}}^2$ Área del segmento cedente (Núcleo de Acero)

$\Delta_{bx} := \frac{P_{bx} \cdot L_n}{E \cdot A_{sc}} = 0.81\ \textbf{\textit{mm}}$ Deformación axial elástica en la riostra

$\Delta_{bm} := C_d \cdot \Delta_{bx} = 5.18\ \textbf{\textit{mm}}$ Deformación axial inelástica en la riostra

$\varepsilon_{BRB} := \frac{2 \cdot \Delta_{bm}}{L_n} = 0.002891$ Deformación unitaria en la riostra

$\varepsilon_{BRB_100} := \varepsilon_{BRB} \cdot 100 = 0.29$ Deformación unitaria en porcentaje

Se adoptó una gráfica general correspondiente al estudio de un BRB, para estimar el valor de β y $\omega\beta$

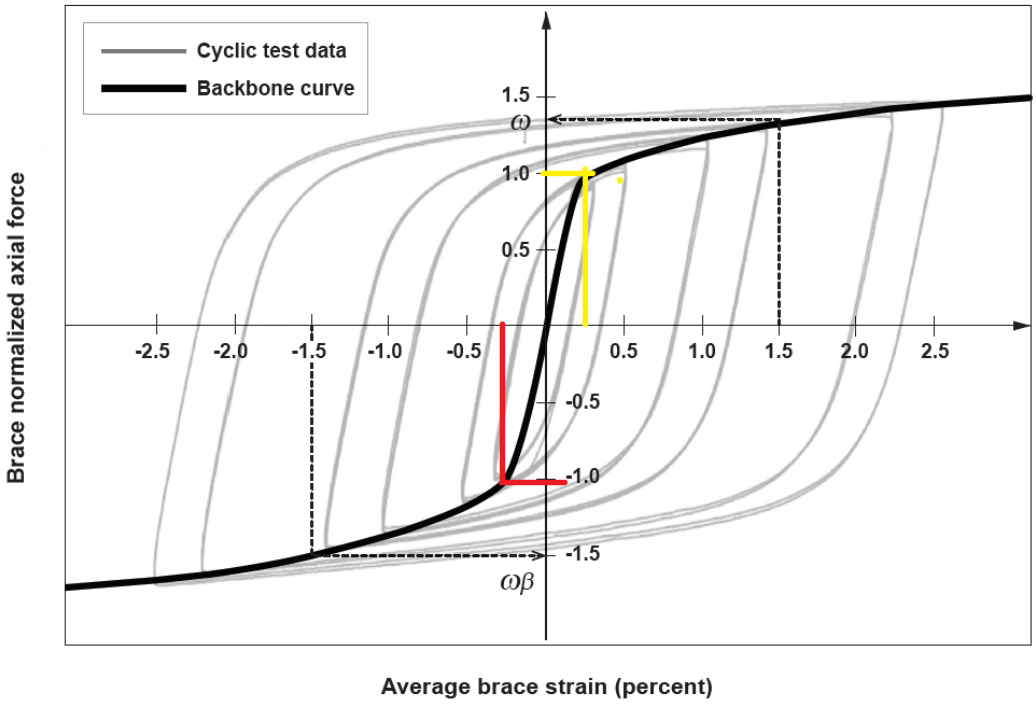


Figure 3-2. Conceptual BRB cyclic test data and backbone curve.

$\omega\beta := 1.01$ $\omega := 1$ $\beta := \frac{\omega\beta}{\omega} = 1.01$

$P_{ac} := \beta \cdot \omega \cdot R_{ysc} \cdot A_{sc} \cdot F_{ysc} = 199.18$ ***tonnef*** $P_{at} := \omega \cdot R_{ysc} \cdot A_{sc} \cdot F_{ysc} = 197.21$ ***tonnef***

5. REVISIÓN DE LA CAMISA O TUBO DE CONFINAMIENTO

La finalidad de la camisa o tubo de confinamiento es evitar el pandeo del núcleo, en este caso, mediante el confinamiento del mortero de relleno, tanto para cargas de tensión como de compresión. Específicamente para el diseño de la camisa se debe realizar la situación de pandeo global de riostra de acuerdo con Black et al.

Para prevenir el pandeo global de riostra, se debe comprobar que el factor de seguridad sea superior a 2, tomando en cuenta lo siguiente:

$I_{tubo} = 11605.33$ ***cm***^{4}	Inercia del tubo
$L_n = 3.58$ ***m***	Longitud del tubo
$P_{tubo} := P_{ac} = 199.18$ ***tonnef***	Fuerza axial resistente de la riostra
$E := 200000$ ***MPa***	Módulo de Elasticidad
$K := 1.5$	Factor de longitud efectiva. En el caso de utilizar la conexión con pasador el valor es 1, mientas que si se realiza con una plancha empernada, su valor es 1.5.
$FS := \frac{I_{tubo} \cdot \pi^2 \cdot E}{P_{tubo} \cdot (K \cdot L_{tubo})^2} = 2.98$	Factor de seguridad

$\mathbf{if}(FS > 2, \text{“Ok”}, \text{“Cambiar tubo”}) = \text{“Ok”}$

DISEÑO DE COLUMNA CONSIDERANDO ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN

1. DATOS GENERALES

$E := 29000$ ***ksi***

$L_y := 5$ ***m*** Longitud de Columna

COLUMNAS: W18x65

$L_v := 7.4$ ***m*** Longitud de Viga

$r_x := 7.49$ ***in*** Radio de giro de Columna en eje X

$r_y := 1.69$ ***in*** Radio de giro de Columna en eje Y

$I_c := 1070$ ***in***^{4} Inercia de Columna en eje a analizar

$I_v := 375$ ***in***^{4} Inercia de Viga VIGA: W16x31

$I_{v2} := 301$ ***in***^{4} Inercia de Viga VIGA: W16x26

$\alpha := 1$ LRFD

2. CARGAS AMPLIFICADAS

$P_{nt} := 105.73$ ***tonnef*** Carga amplificada de gravedad

$M_{nt_sup} := 0.1$ ***tonnef• m***

$M_{nt} := 0.42$ ***tonnef• m*** Momento amplificado de gravedad

$M_{nt_inf} := 0.411$ ***tonnef• m***

$P_{lt} := 0.125$ ***tonnef*** Carga amplificada de fuerzas laterales

$M_{lt} := 0.5813$ ***tonnef• m*** Momento amplificado de fuerzas laterales

$P_{piso} := 3569.44$ ***tonnef*** Carga vertical total soportada por el piso empleando las combinaciones de carga LRFD, según corresponda, incluyendo las cargas en las columnas que no sean parte del sistema resistente a cargas laterales.

$H := 154.74$ ***tonnef*** Esfuerzo de corte de piso, en la dirección de traslación considerada, debido a las cargas laterales empleadas en el cálculo de ΔH

$L := 5$ ***m*** Altura de entrepiso

$P_{mf} := 0$ ***tonnef*** Carga vertical total en las columnas en el piso que sean parte de marcos rígidos, si existiera alguno, en la dirección considerada (= 0 para sistemas de marco arriostrado)

$\Delta H := 0.0043$ ***mm*** Deriva de entrepiso en la dirección de traslación considerada debido a cargas laterales

$R_M := 1$ Para pórticos que incluyan pórticos de momento $R_M = 0.85$ y $R_M = 1$ si no hay pórticos de momento en dicho nivel

$$P_{e_piso} := R_M \cdot \frac{H \cdot L}{\Delta H}$$

$$B_2 := \frac{1}{1 - \frac{\alpha \cdot P_{piso}}{P_{e_piso}}} = 1$$

$$C_m := 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_{nt_inf}}{M_{nt_sup}} \right) = -1.044$$ Se asume valor 1 porque Cm es menor a 1

$B_1 := 1$

$P_r := B_1 \cdot P_{nt} + B_2 \cdot P_{lt} = 105.855$ ***tonnef***

$M_r := B_1 \cdot M_{nt} + B_2 \cdot M_{lt} = 1.001$ ***tonnef • m***

3. DISEÑO

TABLE 12.12.1 Average Values of the p, b_x and b_y Coefficients $\times$ 1000*

	Effective length KL (ft) with least radius of gyration or unbraced length L_b for x-axis bending														
	8		10		12		14		16		18		20		
	p	b_x	p	b_x	p	b_x	p	b_x	p	b_x	p	b_x	p	b_x	b_y
W40	0.19	0.20	0.19	0.20	0.20	0.20	0.21	0.21	0.22	0.21	0.23	0.22	0.24	0.23	1.10
W36	0.20	0.21	0.20	0.21	0.21	0.22	0.22	0.23	0.23	0.23	0.24	0.24	0.26	0.25	1.10
W33	0.22	0.26	0.22	0.26	0.23	0.27	0.24	0.28	0.25	0.29	0.26	0.30	0.28	0.31	1.20
W30	0.25	0.37	0.26	0.38	0.27	0.39	0.28	0.41	0.29	0.43	0.31	0.45	0.33	0.40	1.70
W27	0.29	0.41	0.30	0.42	0.31	0.43	0.33	0.44	0.35	0.46	0.37	0.48	0.40	0.41	1.90
W24	0.37	0.67	0.38	0.70	0.40	0.73	0.42	0.62	0.45	0.65	0.49	0.62	0.53	0.49	2.80
W21	0.48	0.96	0.51	1.01	0.54	1.08	0.59	0.82	0.64	0.86	0.72	0.67	0.81	0.56	3.80
W18	0.69	1.40	0.74	1.48	0.81	1.42	0.91	1.22	1.03	1.18	1.20	0.83	1.40	0.86	4.70
W16	1.22	3.07	1.34	3.32	1.51	2.74	1.74	2.93	2.06	1.98	2.46	1.76	2.92	1.83	10.80
W14	0.61	1.74	0.64	1.60	0.68	1.47	0.74	1.37	0.81	1.13	0.90	1.17	1.02	0.98	3.50
W12	0.94	2.54	1.00	2.27	1.08	2.37	1.19	2.22	1.32	1.85	1.50	1.92	1.73	1.80	7.0
W10	2.57	5.99	3.20	4.72	4.03	4.99	5.10	4.13	6.38	3.82	7.88	3.95	9.60	3.66	13.50
W8	5.20	11.18	7.04	8.68	9.44	9.20	12.43	7.47	15.99	7.80	20.09	7.25	24.76	6.72	21.80
W6	10.27	27.28	14.69	24.60	20.46	22.17	27.53	21.38	35.94	18.34	45.49	16.43	56.16	17.28	47.80
W5	7.02	24.34	8.87	25.48	11.79	26.74	16.05	28.12	20.96	29.66	26.53	27.51	32.75	29.0	48.10
W4	12.05	42.04	17.62	44.29	25.38	46.80	34.54	49.62	45.11	52.79	57.09		70.49		83.20

*Units; p in kips^{-1}; b_x and b_y in ft-kips^{-1}

Reference: Salmon, Johnson, and Malhas (2009)

3.1 Cálculo de Efectos de Segundo Orden:

$p_{avg} := 1.03 \cdot 10^{-3}\ kip^{-1}$ Dato extraído de la tabla 12.12.1 de Salmon para $K := 1$ $K \cdot L_y = 16.404\ ft$

$$b_{xreq'd} := \frac{1 - p_{avg} \cdot P_r}{M_r} = \left(1.049 \cdot 10^{-1}\right)\ (kip \cdot ft)^{-1}$$

Se extraen datos de la tabla 6.1, (Manual Steel Construction 14 ed.) para perfil W18x65 $K := 1$ Arriostrado en la dirección Y

W18

Table 6-1 (continued)
Combined Flexure and Axial Force
W-Shapes

F_y = 50 ksi

Shape		W18×											
		76[c]				71				65			
Design		$p \times 10^3$ (kips)$^{-1}$		$b_x \times 10^3$ (kip-ft)$^{-1}$		$p \times 10^3$ (kips)$^{-1}$		$b_x \times 10^3$ (kip-ft)$^{-1}$		$p \times 10^3$ (kips)$^{-1}$		$b_x \times 10^3$ (kip-ft)$^{-1}$	
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Effective length, KL (ft), with respect to least radius of gyration, r_y, or Unbraced Length, L_b (ft), for X-X axis bending	0	1.52	1.01	2.19	1.45	1.60	1.06	2.44	1.62	1.75	1.16	2.68	1.78
	6	1.59	1.06	2.19	1.45	1.82	1.21	2.44	1.62	2.00	1.33	2.68	1.78
	7	1.62	1.08	2.19	1.45	1.91	1.27	2.51	1.67	2.09	1.39	2.76	1.84
	8	1.66	1.10	2.19	1.45	2.02	1.34	2.59	1.72	2.21	1.47	2.85	1.90
	9	1.70	1.13	2.19	1.45	2.15	1.43	2.67	1.78	2.36	1.57	2.95	1.96
	10	1.75	1.16	2.22	1.48	2.30	1.53	2.76	1.83	2.53	1.68	3.05	2.03
	11	1.81	1.20	2.27	1.51	2.48	1.65	2.85	1.90	2.73	1.82	3.15	2.10
	12	1.87	1.24	2.32	1.54	2.70	1.80	2.95	1.96	2.97	1.98	3.27	2.18
	13	1.94	1.29	2.37	1.58	2.96	1.97	3.05	2.03	3.26	2.17	3.39	2.26
	14	2.03	1.35	2.43	1.62	3.26	2.17	3.17	2.11	3.60	2.40	3.53	2.35
	15	2.12	1.41	2.49	1.65	3.63	2.41	3.29	2.19	4.01	2.67	3.67	2.44
	16	2.22	1.48	2.55	1.69	4.06	2.70	3.42	2.28	4.50	2.99	3.83	2.55
	17	2.34	1.56	2.61	1.74	4.58	3.05	3.57	2.37	5.08	3.38	4.00	2.66
	18	2.47	1.64	2.68	1.78	5.14	3.42	3.72	2.48	5.69	3.79	4.19	2.79
	19	2.62	1.74	2.75	1.83	5.73	3.81	3.89	2.59	6.34	4.22	4.43	2.95
	20	2.78	1.85	2.82	1.88	6.34	4.22	4.12	2.74	7.02	4.67	4.76	3.17
	22	3.16	2.11	2.98	1.98	7.68	5.11	4.69	3.12	8.50	5.66	5.44	3.62
	24	3.65	2.43	3.16	2.10	9.14	6.08	5.25	3.50	10.1	6.73	6.11	4.07
	26	4.26	2.84	3.36	2.24	10.7	7.13	5.82	3.87	11.9	7.90	6.79	4.51
	28	4.94	3.29	3.67	2.44	12.4	8.27	6.38	4.25	13.8	9.16	7.46	4.96
	30	5.68	3.78	4.06	2.70								
	32	6.46	4.30	4.45	2.96								
	34	7.29	4.85	4.85	3.22								
	36	8.17	5.44	5.24	3.49								
	38	9.11	6.06	5.64	3.75								
	40	10.1	6.71	6.04	4.02								
Other Constants and Properties													
$b_y \times 10^3$, (kip-ft)$^{-1}$		8.44		5.62		14.4		9.60		15.8		10.5	
$t_y \times 10^3$, (kips)$^{-1}$		1.50		0.997		1.60		1.06		1.75		1.16	
$t_r \times 10^3$, (kips)$^{-1}$		1.84		1.23		1.96		1.31		2.15		1.43	
r_x/r_y		2.96				4.41				4.43			
r_y, in.		2.61				1.70				1.69			

[c] Shape is slender for compression with F_y = 50 ksi.
Note: Heavy line indicates KL/r_y equal to or greater than 200.

Para: $K \cdot L_y = 16.404\ \textbf{ft}$ $L_c := L_y$ $L_x := L_v$

$p := 2.99 \cdot 10^{-3}\ \textbf{kip}^{-1}$ $b_x := 2.55 \cdot 10^{-3}\ (\textbf{kip} \cdot \textbf{ft})^{-1}$

Para : $L_b := 16.404\ \textbf{ft}$ y $C_b := 1$ $b_{x_lb} := 2.55 \cdot 10^{-3}\ (\textbf{kip} \cdot \textbf{ft})^{-1}$ Obtenido de tabla

$K_y := 1$ $K \cdot L_y = 16.404\ \textbf{ft}$

a) Análisis en eje X

$$G = \frac{\Sigma\left(\frac{I_c}{L_c}\right)}{\Sigma\left(\frac{I_v}{L_v}\right)}$$

$$G_{sup} := \frac{\left(\frac{I_c}{L_c}\right)}{\left(\frac{I_v}{L_v}\right)} = 4.223 \qquad G_{inf} := \frac{2 \cdot \left(\frac{I_c}{L_c}\right)}{\left(\frac{I_v}{L_v}\right)} = 8.446$$

$G_{inf} := 1$ Empotrado

$$K_x := \sqrt{\frac{1.6 \cdot (G_{sup} \cdot G_{inf}) + 4 \cdot (G_{sup} + G_{inf}) + 7.5}{G_{sup} + G_{inf} + 7.5}} = 1.662$$

$K_x \cdot L_x = 40.353\ \textbf{ft}$

$$KL_{yeq} := \frac{K_x \cdot L_x}{\left(\frac{r_x}{r_y}\right)} = 9.105\ \textbf{ft}$$

$$\textbf{if}\ (KL_{yeq} < K \cdot L_y, \text{"Controla Eje Y"}, \text{"Controla Eje X"}) = \text{"Controla Eje Y"}$$

$p = (2.99 \cdot 10^{-3})\ kip^{-1}$

$\phi P_n := \frac{1}{p} = 151.703\ \textbf{tonnef}$

$L_b := L_y = 16.404\ \textbf{ft}$

$$C_b = \frac{12.5\ M_{max}}{2.5\ M_{max} + 3\ M_A + 4\ M_B + 3\ M_C} \leq 3$$

M_A : Momento a 1/4 de la longitud del tramo (Valor absoluto)

M_B : Momento a 1/2 de la longitud del tramo (Valor absoluto)

$M_{max} := M_r = 1.001\ \textbf{tonnef} \cdot \textbf{m}$

M_C : Momento a 3/4 de la longitud del tramo (Valor absoluto)

$M_A := \frac{1}{4} \cdot M_r = 0.25$ ***tonnef• m***

$M_B := \frac{1}{2} \cdot M_r = 0.501$ ***tonnef• m***

$M_C := \frac{3}{4} \cdot M_r = 0.751$ ***tonnef• m***

M_{max} : Momento máximo del tramo (Valor absoluto)

$$C_b := \frac{12.5\ M_{max}}{2.5\ M_{max} + 3\ M_A + 4\ M_B + 3\ M_C} = 1.667$$

$$b_{xmod} := \frac{b_x}{C_b} = \left(1.53 \cdot 10^{-3}\right)\ \left(kip \cdot ft\right)^{-1}$$

$$\textbf{if}\ \left(b_{xmod} < b_{x_lb}, b_{x_lb}, b_{xmod}\right) = \left(2.55 \cdot 10^{-3}\right)\ \left(kip \cdot ft\right)^{-1}$$

$$b_{xmod} := b_{x_lb} = \left(2.55 \cdot 10^{-3}\right)\ \left(kip \cdot ft\right)^{-1}$$

$$\phi M_{nx} := \frac{8}{9} \cdot \frac{1}{b_{xmod}} = 48.193\ \textbf{\textit{tonnef• m}}$$

Evaluación de fórmulas de iteración:

$$p \cdot P_r = 0.698$$

$$\frac{p \cdot P_r}{2} + \frac{9}{8}\ b_{xmod} \cdot M_r \leq 1$$

$$\frac{p \cdot P_r}{2} + \frac{9}{8}\ b_{xmod} \cdot M_r = 0.37$$

1.13. Análisis económico de los sistemas estructurales en estudio

PRESUPUESTO DE OBRA

PROYECTO: ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO
SUB. PRESUP. : SISTEMA ESTRUCTURAL SCBF
DEPARTAMENTO: LAMBAYEQUE
DISTRITO : CHICLAYO
REALIZADO POR : RONALD ALI OROZCO PIÑIN
FECHA : nov-21

PROPIETARIO : RONALD ALI OROZCO PIÑIN
PROVINCIA : CHICLAYO
LUGAR : CHICLAYO
REVISADO POR : MAG. ING. JOSE ALBERTO ACERO MARTINEZ

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	METRADO	PRECIO S/	PARCIAL
01	ESTRUUCTURAS				2,482,852.04
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				312,800.78
01.01.01	EXCAVACIONES				227,472.97
01.01.01.01	EXCAVACION MASIVA (-1.80M)	m3	1074.68	95.30	102,417.10
01.01.01.02	EXCAVACIÓN MASIVA (-2.50)	m3	21.36	99.60	2,127.85
01.01.01.03	ELIMINACIÓN MASIVA DE MATERIAL	m3	1096.05	55.40	60,720.89
01.01.01.04	ELIMINACIÓN DE AGUA AL BOMBEO	m3	775.17	80.25	62,207.13
01.01.02	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO				25,225.22
01.01.02.01	NIVELACION Y APISONADO DE TERRENO	m2	558.08	45.20	25,225.22
01.01.03	RELLENOS				60,102.59
01.01.02.01	RELLENO COMPACTADO PARA FONDO DE CIMENTACIÓN CON EQUIPO	m3	700.90	85.75	60,102.59
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				135,168.08
01.02.01	CONCRETO FC=140 KG/CM2 - SUBZAPATAS	m3	21.36	325.50	6,953.98
01.02.02	SOLADO DE CONCRETO E=4" PARA PLATEA DE CIMENTACIÓN	m2	597.05	125.20	74,750.03
01.02.03	FALSO PISO DE 4" MEZCLA 1:8 C:H	m2	558.08	95.80	53,464.06
01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				317,255.16
01.03.01	PLATEA DE CIMENTACIÓN				113,617.05
01.03.01.01	CONCRETO 280 KG/CM2 - PLATEA DE CIMENTACIÓN	m3	41.69	765.25	31,902.51
01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - PLATEA DE CIMENTACIÓN	m2	58.88	68.68	4,043.54
01.03.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - PLATEA DE CIMENTACIÓN	kg	16,490.66	4.71	77,671.01
01.03.02	VIGAS DE CIMENTACIÓN				53,852.82
01.03.02.01	CONCRETO 280 KG/CM2 -VIGAS DE CIMENTACIÓN	m3	41.69	865.25	36,071.41
01.03.02.02	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - PLATEA DE CIMENTACIÓN	kg	3,704.46	4.80	17,781.41
01.03.03	SOBRECIMIENTO				12,470.06
01.03.03.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - SOBRECIMIENTO	m3	7.25	732.45	5,307.42
01.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - SOBRECIMIENTO	m2	50.24	63.64	3,197.26
01.03.03.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - SOBRECIMIENTO	kg	826.12	4.80	3,965.38
01.03.04	MUROS DE CORTE				95,980.75
01.03.04.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - MUROS DE CORTE	m3	65.54	825.43	54,097.03
01.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - MUROS DE CORTE	m2	539.53	72.43	39,078.16
01.03.04.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - MUROS DE CORTE	kg	539.53	5.20	2,805.56
01.03.05	PEDESTALES				41,334.49
01.03.05.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - COLUMNAS	m3	24.34	750.25	18,258.08
01.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - COLUMNAS	m2	128.96	67.02	8,642.90
01.03.05.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - COLUMNAS	kg	2,915.86	4.95	14,433.51
01.03	ACERO ESTRUCTURAL				1,717,628.01
01.03.01	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA VIGAS Y VIGUETAS	kg	145,216.53	4.30	624,431.06
01.03.02	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA COLUMNAS	kg	89,146.97	4.80	427,905.47
01.03.03	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA ARRIOSTRES	kg	27,285.50	4.65	126,877.58
01.03.04	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA CONEXIONES A CORTE (VIGA - VIGUETA)	kg	1,675.87	4.25	7,122.45
01.03.05	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA CONEXIONES A CORTE (VIGA - ALA DE COLUMNA)	kg	617.46	4.30	2,655.06
01.03.06	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA CONEXIONES A CORTE (VIGA - ALMA DE COLUMNA)	kg	3,544.26	5.20	18,430.16
01.03.07	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA CONEXIONES A CORTE (VIGA - COLUMNA - RIOSTRAS)	kg	8,281.23	5.50	45,546.79
01.03.08	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA CONEXIONES A CORTE (CONEXIÓN CHEVRON)	kg	2,341.38	6.50	15,218.96
01.03.09	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA PLANCHAS BASE	kg	3,826.08	12.25	46,869.49
01.03.10	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE LOSA DECK AD600	m2	4,498.00	89.50	402,571.00

COSTO DIRECTO	2,482,852.04
IGV (18%)	446,913.37
TOTAL	2,929,765.41

PLANILLA DE SUSTENTO DE METRADOS

PROYECTO: ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO
SUB. PRESUP. : SISTEMA ESTRUCTURAL SCBF
DEPARTAMENTO: LAMBAYEQUE
DISTRITO : CHICLAYO
REALIZADO POR : RONALO ALI OROZCO PIÑIN
FECHA : nov-21

PROPIETARIO : RONALO ALI OROZCO PIÑIN
PROVINCIA : CHICLAYO
LUGAR : CHICLAYO
REVISADO POR : MAG. ACERO MARTINEZ JOSE ALBERTO

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº Veces	PARCIAL DE METRADOS					TOTAL
				Largo	Ancho	Altura		Long.	Área	Vol.	Kg	Und.	
01	ESTRUUCTURAS												
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS												
01.01.01	EXCAVACIONES												
01.01.01.01	EXCAVACION MASIVA (-1.80M)	m3											1074.68
				Área									
	Excavación para cimentación: Hasta -1.8m		1.00	597.05		1.80	1.00			1074.68			
01.01.01.02	EXCAVACIÓN MASIVA (-2.50)	M3											21.36
	Excavación para mejoramiento de cimentación: Hasta -2.5m			Área									
	EJE F: EJES 1.7		2.00	7.63		0.70	1.00			10.68			
	EJE F: EJES 3.5		2.00	7.63		0.70	1.00			10.68			
01.01.01.03	ELIMINACIÓN MASIVA DE MATERIAL	M3											1096.05
	Volumen total		1.00	1096.05						1096.05			
01.01.01.04	ELIMINACIÓN DE AGUA AL BOMBEO	M3											775.17
				Área									
	Excavación para cimentación: Hasta -1.8m		1.00	597.05		1.26	1.00			752.28			
	Excavación para mejoramiento de cimentación: Hasta -2.5m		1.00	15.26		1.50	1.00			22.89			
01.01.02	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO												
01.01.02.01	NIVELACION Y APISONADO DE TERRENO	M2											558.08
	Entre Ejes A y C, 5-7, 1-3		1.00	576.80					576.80				
	Descuento Columnas		-1.00		0.65	0.90	32.00		-18.72				
01.01.03	RELLENOS												
01.01.02.01	RELLENO COMPACTADO PARA FONDO DE CIMENTACIÓN CON EQUIPO	M3											700.90
				Área									
	AREA INTERNA		1.00	576.80			1.30			749.84			
	DESCUENTO												
	VIGAS DE CIMENTACIÓN		-1	41.69			1.00			-41.69			
	SOBRECIMIENTOS		-1	38.65	0.15		1.25			-7.25			
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE												
01.02.01	CONCRETO FC=140 KG/CM2 - SUBZAPATAS	M3											21.36
	Subzapatas para mejoramiento (Hasta -3.60m)			Área									
	Entre Ejes A-B, 5-7; A-B, 1-2		2.00	7.63		0.70				10.68			
	Entre Ejes E-F, 5-7; E-F, 1-2		2.00	7.63		0.70				10.68			
01.02.02	SOLADO DE CONCRETO E=4" PARA PLATEA DE CIMENTACIÓN	M2											597.05
				ÁREA									
	SOLADO EN PLATEA DE CIMENTACIÓN		1.00	597.05					597.05				
01.02.03	FALSO PISO DE 4" MEZCLA 1:8 C:H	M2											558.08
	Falso Piso (Interiores)		1.00	558.08					558.08				
01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO												
01.03.01	PLATEA DE CIMENTACIÓN												
01.03.01.01	CONCRETO 280 KG/CM2 - PLATEA DE CIMENTACIÓN	M3											260.77
				Área									
	EJES A Y B: ENTRE 1 Y 7		1.00	119.33		0.50				59.67			
	EJES B Y C: ENTRE 1 Y 7		1.00	70.12		0.50				35.06			
	EJES C Y D: ENTRE 1 Y 7		1.00	46.08		0.50				23.04			
	EJES D Y E: ENTRE 1 Y 7		1.00	112.90		0.50				56.45			
	Paño Interior		1.00	85.98		0.50				42.99			
	Perímetro Exterior		1.00	87.13		0.50				43.56			
01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - PLATEA DE CIMENTACIÓN	M2											58.88
				Perímetro									
	Platea de cimentación (Perímetro)		1.00	117.75		0.50			58.88				
01.03.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - PLATEA DE CIMENTACIÓN	KG	1.00								16490.66		16490.66
01.03.02	VIGAS DE CIMENTACIÓN												
01.03.02.01	CONCRETO 280 KG/CM2 - VIGAS DE CIMENTACIÓN	M3											41.69
	VC1, VC2, VC3, VC5, VC6, C7		1.00	19.65	0.40	0.50	6.00			23.57			
	VC4		1.00	4.78	0.40	0.50	1.00			0.96			
	VCA,VCB		1.00	21.60	0.40	0.50	2.00			8.64			
	VCC, VCD,VCE		1.00	14.20	0.40	0.50	3.00			8.52			
01.03.02.02	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - VIGAS DE CIMENTACIÓN	KG									3704.46		3704.46
01.03.03	MUROS DE CORTE												
01.03.03.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - MUROS DE CORTE	M3											65.54
	NIVEL 1			Área(m2)									
	MC-01		1.00	1.98		6.30	1.00			12.47			
	NIVEL 2 - NIVEL 8			Área(m2)									
	MC-01		8.00	1.98		3.35	1.00			53.06			
01.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - MUROS DE CORTE	M2											539.53

		NIVEL 1									
		MC-05	1.00	16.30		6.30	1.00	102.69			
		NIVEL 2 - NIVEL 9									
		MC-05	8.00	16.30		3.35	1.00	436.84			
01.03.03.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - MUROS DE CORTE	KG								7942.87	**7942.87**
01.03.04	SOBRECIMIENTO										
01.03.04.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - SOBRECIMIENTO	M3									**7.25**
	EJE A, F ENTRE EJES 1 Y 7		1.00	19.50	0.15	1.25			3.66		
	EJE 2 Y 6		1.00	19.15	0.15	1.25			3.59		
01.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - SOBRECIMIENTO	M2									**50.24**
	EJE A, F ENTRE EJES 1 Y 7		1.00	19.50		1.30		25.35			
	EJE 2 Y 6		1.00	19.15		1.30		24.89			
01.03.04.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - SOBRECIMIENTO	KG								826.12	**826.12**
01.03.05	PEDESTAL										
01.03.05.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - PEDESTAL	M3									**24.34**
	NIVEL 1										
	C1 (65.00 x 90.00)		32.00	0.65	0.90	1.30	1.00		24.34		
01.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - PEDESTAL	M2									**128.96**
	NIVEL 1										
	C1 (65.00 x 90.00)		32.00	3.10		1.30	1.00	128.96			
01.03.05.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - PEDESTAL	KG								2915.86	**2915.86**

PLANILLA DE SUSTENTO DE METRADOS DE ACERO

PROYECTO: ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO
SUB. PRESUP. : SISTEMA ESTRUCTURAL SCBF
DEPARTAMENTO: LAMBAYEQUE
DISTRITO : CHICLAYO
REALIZADO POR RONALD ALI OROZCO PIÑIN
FECHA : nov-21

PROPIETARIO: RONALD ALI OROZCO PIÑIN
PROVINCIA : CHICLAYO
LUGAR: CHICLAYO
REVISADO POR: MAG. ACERO MARTINEZ JOSE ALBERTO

ITEM	DESCRIPCION	UNID	Ø	FORMA	Nº de elem. guales	LONGITUD PARCIAL Largo	Gancho	Empal	Nº de piezas por elem.	LONGITUD DE ACERO SEGÚN TIPO DE DIAMETRO EN METROS 4.7	6	8	12	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 1/8	1 3/8	FACTOR KG/M	PARCIAL	TOTAL
	ACERO EN PLATEA DE CIMENTACIÓN FY = 4200 KG/CM2 GRADO: 60	**KG**																						**16490.66**
	PLATEA DE CIMENTACIÓN (EJE A,E-7,5) - M1																							
	EJE X		**1/2**		1	23.35	0.23	4.35	50							**1396.20**						0.9940	**1387.82**	
	EJE Y		**1/2**		1	9.91	0.23	7.25	117							**2034.51**						0.9940	**2022.31**	
	PLATEA DE CIMENTACIÓN (EJE A,E-7,5) - M2																							
	EJE X		**1/2**		1	23.29	0.23	4.35	50							**1393.20**						0.9940	**1384.84**	
	EJE Y		**1/2**		1	9.91	0.23	7.25	117							**2034.51**						0.9940	**2022.31**	
	PLATEA DE CIMENTACIÓN (EJE A,D-5,3) - M1																							
	EJE X		**1/2**		1	15.84	0.23	1.45	39							**683.05**						0.9940	**678.95**	
	EJE Y		**1/2**		1	7.76	0.23	1.45	80							**755.12**						0.9940	**750.59**	
	PLATEA DE CIMENTACIÓN (EJE A,D-5,3) - M2																							
	EJE X		**1/2**		1	15.84	0.23	1.45	39							**683.05**						0.9940	**678.95**	
	EJE Y		**1/2**		1	7.76	0.23	1.45	80							**755.12**						0.9940	**750.59**	
	PLATEA DE CIMENTACIÓN (EJE A,E-1,3) - M1																							
	EJE X		**1/2**		1	23.29	0.23	4.35	50							**1393.20**						0.9940	**1384.84**	
	EJE Y		**1/2**		1	9.91	0.23	7.25	117							**2034.51**						0.9940	**2022.31**	
	PLATEA DE CIMENTACIÓN (EJE A,E-1,3) - M2																							
	EJE X		**1/2**		1	23.29	0.23	4.35	50							**1393.20**						0.9940	**1384.84**	
	EJE Y		**1/2**		1	9.91	0.23	7.25	117							**2034.51**						0.9940	**2022.31**	
	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACIÓN FY = 4200 KG/CM2 GRADO: 60	**KG**																						**3704.46**
	VC1, VC2, VC3, VC5, VC6, VC7 (Long.)		**5/8**		6	22.73	0.10	0.60	6								**843.48**					1.5520	**1309.08**	
	VC1, VC2, VC3, VC5, VC6, VC7 (Estriba)		**3/8**		6	1.20	0.11		26					**204.36**								0.5590	**114.24**	
	VC1, VC2, VC3, VC5, VC6, VC7 (Estriba)		**3/8**		6	1.20	0.11		24					**188.64**								0.5590	**105.45**	
	VC1, VC2, VC3, VC5, VC6, VC7 (Estriba)		**3/8**		6	1.20	0.11		23					**180.78**								0.5590	**101.06**	
	VC1, VC2, VC3, VC5, VC6, VC7 (Estriba)		**3/8**		6	1.20	0.11		36					**282.96**								0.5590	**158.17**	
	VC4 (Long.)		**5/8**		6	6.10	0.10		6								**223.20**					1.5520	**346.41**	
	VC4 (Estriba)		**3/8**		6	1.20	0.11		26					**204.36**								0.5590	**114.24**	
	VCA, VCB (Long.)		**5/8**		2	27.85	0.10	0.60	6								**342.60**					1.5520	**531.72**	
	VCA, VCB (Estriba)		**3/8**		2	1.20	0.11		21					**55.02**								0.5590	**30.76**	
	VCA, VCB (Estriba)		**3/8**		2	1.20	0.11		21					**55.02**								0.5590	**30.76**	
	VCA, VCB (Estriba)		**3/8**		2	1.20	0.11		21					**55.02**								0.5590	**30.76**	
	VCA, VCB (Estriba)		**3/8**		2	1.20	0.11		22					**57.64**								0.5590	**32.22**	
	VCA, VCB (Estriba)		**3/8**		2	1.20	0.11		22					**57.64**								0.5590	**32.22**	
	VCA, VCB (Estriba)		**3/8**		2	1.20	0.11		26					**68.12**								0.5590	**38.08**	
	VC, VD, VE (Long.)		**5/8**		6	9.65	0.10		6								**351.00**					1.5520	**544.75**	
	VC, VD, VE (Estriba)		**3/8**		6	1.20	0.11		21					**165.06**								0.5590	**92.27**	
	VC, VD, VE (Estriba)		**3/8**		6	1.20	0.11		21					**165.06**								0.5590	**92.27**	
	ACERO EN COLUMNAS FY = 4200 KG/CM2 GRADO: 60	**KG**																						**2915.86**
	C - 1 (60.00 x 90.00)		**3/4**		32	1.76	0.55		10										**739.20**			2.2350	**1652.11**	
	(60.00 x 90.00)		**5/8**		32	1.76	0.00		4								**225.28**					1.5520	**349.63**	
	ESTRIBOS								#Estribos															
	C - 1 m		**3/8**		32	2.68	0.11		14					**1251.71**								0.5590	**699.71**	
	C - 1 m		**3/8**		32	2.68	0.11		4					**357.63**								0.5590	**199.92**	
	GANCHOS								#Estribos															

C - 1	3/8		3	0.37	0.11		18	25.92			0.5590	14.49
ACERO EN MUROS DE CORTE FY = 4200 KG/CM2 GRADO: 60	KG											7942.87
MURO DE CORTE: MC-05												
MC05:CB(1N-2N)	3/4		4	10.56	0.55	0.6	14		655.76		2.2350	1465.62
MC05:CB(3N-9N)	1/2		4	23.45	0.55	0.55	14	1374.80			0.9940	1366.55
ESTRIBOS							#Estribos					
MC05:CB(1N-2N) -NTP (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		20	116.32			0.5590	65.02
MC05:CB(1N-2N) -NTP (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		20	106.72			0.5590	59.66
MC05:CB(1N-2N) Nivel 1: 4.85 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		25	145.40			0.5590	81.28
MC05:CB(1N-2N) Nivel 1: 4.85 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		25	133.40			0.5590	74.57
MC05:CB(1N-2N) Nivel 2: 3.05 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		16	93.06			0.5590	52.02
MC05:CB(1N-2N) Nivel 2: 3.05 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		16	85.38			0.5590	47.73
MC05:CB(3N-9N) Nivel 3: 3.05 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		16	93.06			0.5590	52.02
MC05:CB(3N-9N) Nivel 3: 3.05 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		16	85.38			0.5590	47.73
MC05:CB(3N-9N) Nivel 4: 3.05 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		16	93.06			0.5590	52.02
MC05:CB(3N-9N) Nivel 4: 3.05 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		16	85.38			0.5590	47.73
MC05:CB(3N-9N) Nivel 5: 3.05 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		16	93.06			0.5590	52.02
MC05:CB(3N-9N) Nivel 5: 3.05 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		16	85.38			0.5590	47.73
MC05:CB(3N-9N) Nivel 6: 3.05 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		16	93.06			0.5590	52.02
MC05:CB(3N-9N) Nivel 6: 3.05 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		16	85.38			0.5590	47.73
MC05:CB(3N-9N) Nivel 7: 3.05 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		16	93.06			0.5590	52.02
MC05:CB(3N-9N) Nivel 7: 3.05 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		16	85.38			0.5590	47.73
MC05:CB(3N-9N) Nivel 8: 3.05 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		16	93.06			0.5590	52.02
MC05:CB(3N-9N) Nivel 8: 3.05 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		16	85.38			0.5590	47.73
MC05: 1N-2N (25.00 x 270.00)	3/8		1	10.56	0.55	0.45	26	300.56			0.5590	168.01
MC05: 1N-2N (25.00 x 95.00)	3/8		2	10.56	0.55	0.45	10	231.20			0.5590	129.24
MC05: 3N-8N (25.00 x 95.00)	3/8		2	23.45	0.55	0.45	10	489.00			0.5590	273.35
MC05: 3N-9N (25.00 x 270.00)	3/8		1	23.45	0.55	0.45	26	635.70			0.5590	355.36
ESTRIBOS							#Estribos					
MC05: 1N-2N -NTP m	1/2		1	5.78	0.15		20		118.65		0.9940	117.94
MC05: 1N-2N Nivel 1: 4.85 m	1/2		1	5.78	0.15		43		255.09		0.9940	253.56
MC05: 1N-2N Nivel 2: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		30		177.97		0.9940	176.90
MC05: 1N-2N -NTP m	1/2		1	2.28	0.15		21		51.08		0.9940	50.77
MC05: 1N-2N Nivel 1: 4.85 m	1/2		2	2.28	0.15		43		209.19		0.9940	207.93
MC05: 1N-2N Nivel 2: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		30		145.94		0.9940	145.07
MC05: 3N-9N Nivel 3: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		30		145.94		0.9940	145.07
MC05: 3N-9N Nivel 4: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		30		145.94		0.9940	145.07
MC05: 3N-9N Nivel 5: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		30		145.94		0.9940	145.07
MC05: 3N-9N Nivel 6: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		30		145.94		0.9940	145.07
MC05: 3N-9N Nivel 7: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		30		145.94		0.9940	145.07
MC05: 3N-9N Nivel 8: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		30		145.94		0.9940	145.07
MC05: 3N-9N Nivel 9: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		30		145.94		0.9940	145.07
MC05: 3N-9N Nivel 3: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		30		177.97		0.9940	176.90
MC05: 3N-9N Nivel 4: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		30		177.97		0.9940	176.90
MC05: 3N-9N Nivel 5: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		30		177.97		0.9940	176.90
MC05: 3N-9N Nivel 6: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		30		177.97		0.9940	176.90
MC05: 3N-9N Nivel 7: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		30		177.97		0.9940	176.90
MC05: 3N-9N Nivel 8: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		30		177.97		0.9940	176.90
MC05: 3N-9N Nivel 9: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		30		177.97		0.9940	176.90
ACERO EN SOBRECIMIENTOS E FY = 4200 KG/CM2 GRADO: 60	KG											86.23
LONGITUDINAL												

EJE A, F ENTRE EJES 1 Y 7	**3/8**	1.00	11.31	0.2	5	**57.54**	0.5590	**32.16**
EJE 2 Y 6	**3/8**	1.00	19.15	0.2	5	**96.73**	0.5590	**54.07**
TRANSVERSAL								
EJE A, F ENTRE EJES 1 Y 7		1.00	1.30	0.2	45			
EJE 2 Y 6		1.00	1.30	0.2	76			

PRESUPUESTO DE OBRA

PROYECTO: ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO
SUB. PRESUP. : SISTEMA ESTRUCTURAL BRBF
DEPARTAMENTO: XI
DISTRITO : CHICLAYO
REALIZADO POR : RONALD ALI OROZCO PIÑIN
FECHA : nov-21

PROPIETARIO : RONALD ALI OROZCO PIÑIN
PROVINCIA : CHICLAYO
LUGAR : CHICLAYO
REVISADO POR : MAG. ING. JOSE ALBERTO ACERO MARTINEZ

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	METRADO	PRECIO S/	PARCIAL
01	ESTRUUCTURAS				2,769,698.01
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				312,800.78
01.01.01	EXCAVACIONES				227,472.97
01.01.01.01	EXCAVACION MASIVA (-1.80M)	m3	1074.68	95.30	102,417.10
01.01.01.02	EXCAVACIÓN MASIVA (-2.50)	m3	21.36	99.60	2,127.85
01.01.01.03	ELIMINACIÓN MASIVA DE MATERIAL	m3	1096.05	55.40	60,720.89
01.01.01.04	ELIMINACIÓN DE AGUA AL BOMBEO	m3	775.17	80.25	62,207.13
01.01.02	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO				25,225.22
01.01.02.01	NIVELACION Y APISONADO DE TERRENO	m2	558.08	45.20	25,225.22
01.01.03	RELLENOS				60,102.59
01.01.02.01	RELLENO COMPACTADO PARA FONDO DE CIMENTACIÓN CON EQUIPO	m3	700.90	85.75	60,102.59
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				135,168.08
01.02.01	CONCRETO FC=140 KG/CM2 - SUBZAPATAS	m3	21.36	325.50	6,953.98
01.02.02	SOLADO DE CONCRETO E=4" PARA PLATEA DE CIMENTACIÓN	m2	597.05	125.20	74,750.03
01.02.03	FALSO PISO DE 4" MEZCLA 1:8 C:H	m2	558.08	95.80	53,464.06
01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				342,160.32
01.03.01	PLATEA DE CIMENTACIÓN				138,522.21
01.03.01.01	CONCRETO 280 KG/CM2 - PLATEA DE CIMENTACIÓN	m3	41.69	765.25	31,902.51
01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - PLATEA DE CIMENTACIÓN	m2	58.88	68.68	4,043.54
01.03.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - PLATEA DE CIMENTACIÓN	kg	21,778.38	4.71	102,576.17
01.03.02	VIGAS DE CIMENTACIÓN				53,852.82
01.03.02.01	CONCRETO 280 KG/CM2 -VIGAS DE CIMENTACIÓN	m3	41.69	865.25	36,071.41
01.03.02.02	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - PLATEA DE CIMENTACIÓN	kg	3,704.46	4.80	17,781.41
01.03.03	SOBRECIMIENTO				12,470.06
01.03.03.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - SOBRECIMIENTO	m3	7.25	732.45	5,307.42
01.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - SOBRECIMIENTO	m2	50.24	63.64	3,197.26
01.03.03.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - SOBRECIMIENTO	kg	826.12	4.80	3,965.38
01.03.04	MUROS DE CORTE				95,980.75
01.03.04.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - MUROS DE CORTE	m3	65.54	825.43	54,097.03
01.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - MUROS DE CORTE	m2	539.53	72.43	39,078.16
01.03.04.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - MUROS DE CORTE	kg	539.53	5.20	2,805.56
01.03.05	PEDESTALES				41,334.49
01.03.05.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - COLUMNAS	m3	24.34	750.25	18,258.08
01.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - COLUMNAS	m2	128.96	67.02	8,642.90
01.03.05.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - COLUMNAS	kg	2,915.86	4.95	14,433.51
01.03	ACERO ESTRUCTURAL				1,979,568.82
01.03.01	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA VIGAS Y VIGUETAS	kg	145,216.53	4.30	624,431.06
01.03.02	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA COLUMNAS	kg	89,146.97	4.80	427,905.47
01.03.03	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO	kg	27,285.50	14.25	388,818.39
01.03.04	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA CONEXIONES A CORTE (VIGA - VIGUETA)	kg	1,675.87	4.25	7,122.45
01.03.05	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA CONEXIONES A CORTE (VIGA - ALA DE COLUMNA)	kg	617.46	4.30	2,655.06
01.03.06	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA CONEXIONES A CORTE (VIGA - ALMA DE COLUMNA)	kg	3,544.26	5.20	18,430.16
01.03.07	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA CONEXIONES A CORTE (VIGA - COLUMNA - RIOSTRAS)	kg	8,281.23	5.50	45,546.79
01.03.08	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA CONEXIONES A CORTE (CONEXIÓN CHEVRON)	kg	2,341.38	6.50	15,218.96
01.03.09	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA PLANCHAS BASE	kg	3,826.08	12.25	46,869.49
01.03.10	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE LOSA DECK AD600	m2	4,498.00	89.50	402,571.00

COSTO DIRECTO	2,769,698.01
IGV (18%)	498,545.64
TOTAL	3,268,243.65

PLANILLA DE SUSTENTO DE METRADOS

PROYECTO: ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO
SUB. PRESUP. : SISTEMA ESTRUCTURAL BRBF
DEPARTAMENTO: LAMBAYEQUE
DISTRITO : CHICLAYO
REALIZADO POR : RONALO ALI OROZCO PIÑIN
FECHA : nov-21

PROPIETARIO : RONALO ALI OROZCO PIÑIN
PROVINCIA : CHICLAYO
LUGAR : CHICLAYO
REVISADO POR : MAG. ACERO MARTINEZ JOSE ALBERTO

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	Elem. Simil.	DIMENSIONES Largo	Ancho	Altura	Nº Veces	PARCIAL DE METRADOS Long.	Área	Vol.	Kg	Und.	TOTAL
01	ESTRUUCTURAS												
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS												
01.01.01	EXCAVACIONES												
01.01.01.01	EXCAVACION MASIVA (-1.80M)	m3											1074.68
				Área									
	Excavación para cimentación: Hasta -1.8m		1.00	597.05		1.80	1.00			1074.68			
01.01.01.02	EXCAVACIÓN MASIVA (-2.50)	M3											21.36
	Excavación para mejoramiento de cimentación: Hasta -2.5m			Área									
	EJE F: EJES 1.7		2.00	7.63		0.70	1.00			10.68			
	EJE F: EJES 3.5		2.00	7.63		0.70	1.00			10.68			
01.01.01.03	ELIMINACIÓN MASIVA DE MATERIAL	M3											1096.05
	Volumen total		1.00	1096.05						1096.05			
01.01.01.04	ELIMINACIÓN DE AGUA AL BOMBEO	M3											775.17
				Área									
	Excavación para cimentación: Hasta -1.8m		1.00	597.05		1.26	1.00			752.28			
	Excavación para mejoramiento de cimentación: Hasta -2.5m		1.00	15.26		1.50	1.00			22.89			
01.01.02	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO												
01.01.02.01	NIVELACION Y APISONADO DE TERRENO	M2											558.08
	Entre Ejes A y C, 5-7, 1-3		1.00	576.80					576.80				
	Descuento Columnas		-1.00		0.65	0.90	32.00		-18.72				
01.01.03	RELLENOS												
01.01.02.01	RELLENO COMPACTADO PARA FONDO DE CIMENTACIÓN CON EQUIPO	M3											700.90
				Área									
	AREA INTERNA		1.00	576.80			1.30			749.84			
	DESCUENTO												
	VIGAS DE CIMENTACIÓN		-1	41.69			1.00			-41.69			
	SOBRECIMIENTOS		-1	38.65	0.15		1.25			-7.25			
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE												
01.02.01	CONCRETO FC=140 KG/CM2 - SUBZAPATAS	M3											21.36
	Subzapatas para mejoramiento (Hasta -3.60m)			Área									
	Entre Ejes A-B, 5-7; A-B, 1-2		2.00	7.63		0.70				10.68			
	Entre Ejes E-F, 5-7; E-F, 1-2		2.00	7.63		0.70				10.68			
01.02.02	SOLADO DE CONCRETO E=4" PARA PLATEA DE CIMENTACIÓN	M2											597.05
				ÁREA									
	SOLADO EN PLATEA DE CIMENTACIÓN		1.00	597.05					597.05				
01.02.03	FALSO PISO DE 4" MEZCLA 1:8 C:H	M2											558.08
	Falso Piso (Interiores)		1.00	558.08					558.08				
01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO												
01.03.01	PLATEA DE CIMENTACIÓN												
01.03.01.01	CONCRETO 280 KG/CM2 - PLATEA DE CIMENTACIÓN	M3											260.77
				Área									
	EJES A Y B: ENTRE 1 Y 7		1.00	119.33		0.50				59.67			
	EJES B Y C: ENTRE 1 Y 7		1.00	70.12		0.50				35.06			
	EJES C Y D: ENTRE 1 Y 7		1.00	46.08		0.50				23.04			
	EJES D Y E: ENTRE 1 Y 7		1.00	112.90		0.50				56.45			
	Paño Interior		1.00	85.98		0.50				42.99			
	Perímetro Exterior		1.00	87.13		0.50				43.56			
01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - PLATEA DE CIMENTACIÓN	M2											58.88
				Perímetro									
	Platea de cimentación (Perímetro)		1.00	117.75		0.50			58.88				
01.03.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - PLATEA DE CIMENTACIÓN	KG	1.00								21778.38		21778.38
01.03.02	VIGAS DE CIMENTACIÓN												
01.03.02.01	CONCRETO 280 KG/CM2 - VIGAS DE CIMENTACIÓN	M3											41.69
	VC1, VC2, VC3, VC5, VC6, C7		1.00	19.65	0.40	0.50	6.00			23.57			
	VC4		1.00	4.78	0.40	0.50	1.00			0.96			
	VCA,VCB		1.00	21.60	0.40	0.50	2.00			8.64			
	VCC, VCD,VCE		1.00	14.20	0.40	0.50	3.00			8.52			
01.03.02.02	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - VIGAS DE CIMENTACIÓN	KG									3704.46		3704.46
01.03.03	MUROS DE CORTE												
01.03.03.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - MUROS DE CORTE	M3											65.54
	NIVEL 1			Área(m2)									
	MC-01		1.00	1.98		6.30	1.00			12.47			
	NIVEL 2 - NIVEL 8			Área(m2)									
	MC-01		8.00	1.98		3.35	1.00			53.06			
01.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - MUROS DE CORTE	M2											539.53

		NIVEL 1									
		MC-05	1.00	16.30		6.30	1.00	102.69			
		NIVEL 2 - NIVEL 9									
		MC-05	8.00	16.30		3.35	1.00	436.84			
01.03.03.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - MUROS DE CORTE	KG								7942.87	**7942.87**
01.03.04	SOBRECIMIENTO										
01.03.04.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - SOBRECIMIENTO	M3									**7.25**
	EJE A, F ENTRE EJES 1 Y 7		1.00	19.50	0.15	1.25			3.66		
	EJE 2 Y 6		1.00	19.15	0.15	1.25			3.59		
01.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - SOBRECIMIENTO	M2									**50.24**
	EJE A, F ENTRE EJES 1 Y 7		1.00	19.50		1.30		25.35			
	EJE 2 Y 6		1.00	19.15		1.30		24.89			
01.03.04.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - SOBRECIMIENTO	KG								826.12	**826.12**
01.03.05	PEDESTAL										
01.03.05.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - PEDESTAL	M3									**24.34**
	NIVEL 1										
	C1 (65.00 x 90.00)		32.00	0.65	0.90	1.30	1.00		24.34		
01.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - PEDESTAL	M2									**128.96**
	NIVEL 1										
	C1 (65.00 x 90.00)		32.00	3.10		1.30	1.00	128.96			
01.03.05.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - PEDESTAL	KG								2915.86	**2915.86**

PLANILLA DE SUSTENTO DE METRADOS DE ACERO

PROYECTO: ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO
SUB. PRESUP. : SISTEMA ESTRUCTURAL BRBF
DEPARTAMENTO: LAMBAYEQUE
DISTRITO : CHICLAYO
REALIZADO POR RONALD ALI OROZCO PIÑIN
FECHA : nov-21

PROPIETARIO: RONALD ALI OROZCO PIÑIN
PROVINCIA : CHICLAYO
LUGAR: CHICLAYO
REVISADO POR: MAG. ACERO MARTINEZ JOSE ALBERTO

ITEM	DESCRIPCION	UNID	Ø	FORMA	Nº de elem. guales	LONGITUD PARCIAL Largo	Gancho	Empal	Nº de piezas por elem.	LONGITUD DE ACERO SEGÚN TIPO DE DIAMETRO EN METROS 4.7	6	8	12	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 1/8	1 3/8	FACTOR KG/M	PARCIAL	TOTAL
	ACERO EN PLATEA DE CIMENTACIÓN FY = 4200 KG/CM2 GRADO: 60	**KG**																						**21778.38**
	PLATEA DE CIMENTACIÓN (EJE A,E-7,5) - M1																							
	EJE X		**1/2**		1	23.35	0.23	4.35	66							**1842.98**						0.9940	**1831.93**	
	EJE Y		**1/2**		1	9.91	0.23	7.25	155							**2695.30**						0.9940	**2679.12**	
	PLATEA DE CIMENTACIÓN (EJE A,E-7,5) - M2																							
	EJE X		**1/2**		1	23.29	0.23	4.35	66							**1839.02**						0.9940	**1827.99**	
	EJE Y		**1/2**		1	9.91	0.23	7.25	155							**2695.30**						0.9940	**2679.12**	
	PLATEA DE CIMENTACIÓN (EJE A,D-5,3) - M1																							
	EJE X		**1/2**		1	15.84	0.23	1.45	51							**893.21**						0.9940	**887.85**	
	EJE Y		**1/2**		1	7.76	0.23	1.45	105							**991.10**						0.9940	**985.15**	
	PLATEA DE CIMENTACIÓN (EJE A,D-5,3) - M2																							
	EJE X		**1/2**		1	15.84	0.23	1.45	51							**893.21**						0.9940	**887.85**	
	EJE Y		**1/2**		1	7.76	0.23	1.45	105							**991.10**						0.9940	**985.15**	
	PLATEA DE CIMENTACIÓN (EJE A,E-1,3) - M1																							
	EJE X		**1/2**		1	23.29	0.23	4.35	66							**1839.02**						0.9940	**1827.99**	
	EJE Y		**1/2**		1	9.91	0.23	7.25	155							**2695.30**						0.9940	**2679.12**	
	PLATEA DE CIMENTACIÓN (EJE A,E-1,3) - M2																							
	EJE X		**1/2**		1	23.29	0.23	4.35	66							**1839.02**						0.9940	**1827.99**	
	EJE Y		**1/2**		1	9.91	0.23	7.25	155							**2695.30**						0.9940	**2679.12**	
	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACIÓN FY = 4200 KG/CM2 GRADO: 60	**KG**																						**3704.46**
	VC1, VC2, VC3, VC5, VC6, VC7 (Long.)		**5/8**		6	22.73	0.10	0.60	6								**843.48**					1.5520	**1309.08**	
	VC1, VC2, VC3, VC5, VC6, VC7 (Estriba)		**3/8**		6	1.20	0.11		26					**204.36**								0.5590	**114.24**	
	VC1, VC2, VC3, VC5, VC6, VC7 (Estriba)		**3/8**		6	1.20	0.11		24					**188.64**								0.5590	**105.45**	
	VC1, VC2, VC3, VC5, VC6, VC7 (Estriba)		**3/8**		6	1.20	0.11		23					**180.78**								0.5590	**101.06**	
	VC1, VC2, VC3, VC5, VC6, VC7 (Estriba)		**3/8**		6	1.20	0.11		36					**282.96**								0.5590	**158.17**	
	VC4 (Long.)		**5/8**		6	6.10	0.10		6								**223.20**					1.5520	**346.41**	
	VC4 (Estriba)		**3/8**		6	1.20	0.11		26					**204.36**								0.5590	**114.24**	
	VCA, VCB (Long.)		**5/8**		2	27.85	0.10	0.60	6								**342.60**					1.5520	**531.72**	
	VCA, VCB (Estriba)		**3/8**		2	1.20	0.11		21					**55.02**								0.5590	**30.76**	
	VCA, VCB (Estriba)		**3/8**		2	1.20	0.11		21					**55.02**								0.5590	**30.76**	
	VCA, VCB (Estriba)		**3/8**		2	1.20	0.11		21					**55.02**								0.5590	**30.76**	
	VCA, VCB (Estriba)		**3/8**		2	1.20	0.11		22					**57.64**								0.5590	**32.22**	
	VCA, VCB (Estriba)		**3/8**		2	1.20	0.11		22					**57.64**								0.5590	**32.22**	
	VCA, VCB (Estriba)		**3/8**		2	1.20	0.11		26					**68.12**								0.5590	**38.08**	
	VC, VD, VE (Long.)		**5/8**		6	9.65	0.10		6								**351.00**					1.5520	**544.75**	
	VC, VD, VE (Estriba)		**3/8**		6	1.20	0.11		21					**165.06**								0.5590	**92.27**	
	VC, VD, VE (Estriba)		**3/8**		6	1.20	0.11		21					**165.06**								0.5590	**92.27**	
	ACERO EN COLUMNAS FY = 4200 KG/CM2 GRADO: 60	**KG**																						**2915.86**
	C - 1 (60.00 x 90.00)		**3/4**		32	1.76	0.55		10									**739.20**					2.2350	**1652.11**	
	(60.00 x 90.00)		**5/8**		32	1.76	0.00		4								**225.28**					1.5520	**349.63**	
	ESTRIBOS								#Estribos															
	C - 1 m		**3/8**		32	2.68	0.11		14					**1251.71**								0.5590	**699.71**	
	C - 1 m		**3/8**		32	2.68	0.11		4					**357.63**								0.5590	**199.92**	
	GANCHOS								#Estribos															

C - 1	3/8		3	0.37	0.11		18	25.92			0.5590	14.49
ACERO EN MUROS DE CORTE FY = 4200 KG/CM2 GRADO: 60	KG											7942.87
MURO DE CORTE: MC-05												
MC05:CB(1N-2N)	3/4		4	10.56	0.55	0.6	14		655.76		2.2350	1465.62
MC05:CB(3N-9N)	1/2		4	23.45	0.55	0.55	14	1374.80			0.9940	1366.55
ESTRIBOS							#Estribos					
MC05:CB(1N-2N) -NTP (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		20	116.32			0.5590	65.02
MC05:CB(1N-2N) -NTP (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		20	106.72			0.5590	59.66
MC05:CB(1N-2N) Nivel 1: 4.85 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		25	145.40			0.5590	81.28
MC05:CB(1N-2N) Nivel 1: 4.85 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		25	133.40			0.5590	74.57
MC05:CB(1N-2N) Nivel 2: 3.05 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		16	93.06			0.5590	52.02
MC05:CB(1N-2N) Nivel 2: 3.05 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		16	85.38			0.5590	47.73
MC05:CB(3N-9N) Nivel 3: 3.05 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		16	93.06			0.5590	52.02
MC05:CB(3N-9N) Nivel 3: 3.05 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		16	85.38			0.5590	47.73
MC05:CB(3N-9N) Nivel 4: 3.05 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		16	93.06			0.5590	52.02
MC05:CB(3N-9N) Nivel 4: 3.05 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		16	85.38			0.5590	47.73
MC05:CB(3N-9N) Nivel 5: 3.05 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		16	93.06			0.5590	52.02
MC05:CB(3N-9N) Nivel 5: 3.05 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		16	85.38			0.5590	47.73
MC05:CB(3N-9N) Nivel 6: 3.05 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		16	93.06			0.5590	52.02
MC05:CB(3N-9N) Nivel 6: 3.05 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		16	85.38			0.5590	47.73
MC05:CB(3N-9N) Nivel 7: 3.05 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		16	93.06			0.5590	52.02
MC05:CB(3N-9N) Nivel 7: 3.05 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		16	85.38			0.5590	47.73
MC05:CB(3N-9N) Nivel 8: 3.05 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		16	93.06			0.5590	52.02
MC05:CB(3N-9N) Nivel 8: 3.05 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		16	85.38			0.5590	47.73
MC05: 1N-2N (25.00 x 270.00)	3/8		1	10.56	0.55	0.45	26	300.56			0.5590	168.01
MC05: 1N-2N (25.00 x 95.00)	3/8		2	10.56	0.55	0.45	10	231.20			0.5590	129.24
MC05: 3N-8N (25.00 x 95.00)	3/8		2	23.45	0.55	0.45	10	489.00			0.5590	273.35
MC05: 3N-9N (25.00 x 270.00)	3/8		1	23.45	0.55	0.45	26	635.70			0.5590	355.36
ESTRIBOS							#Estribos					
MC05: 1N-2N -NTP m	1/2		1	5.78	0.15		20		118.65		0.9940	117.94
MC05: 1N-2N Nivel 1: 4.85 m	1/2		1	5.78	0.15		43		255.09		0.9940	253.56
MC05: 1N-2N Nivel 2: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		30		177.97		0.9940	176.90
MC05: 1N-2N -NTP m	1/2		1	2.28	0.15		21		51.08		0.9940	50.77
MC05: 1N-2N Nivel 1: 4.85 m	1/2		2	2.28	0.15		43		209.19		0.9940	207.93
MC05: 1N-2N Nivel 2: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		30		145.94		0.9940	145.07
MC05: 3N-9N Nivel 3: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		30		145.94		0.9940	145.07
MC05: 3N-9N Nivel 4: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		30		145.94		0.9940	145.07
MC05: 3N-9N Nivel 5: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		30		145.94		0.9940	145.07
MC05: 3N-9N Nivel 6: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		30		145.94		0.9940	145.07
MC05: 3N-9N Nivel 7: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		30		145.94		0.9940	145.07
MC05: 3N-9N Nivel 8: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		30		145.94		0.9940	145.07
MC05: 3N-9N Nivel 9: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		30		145.94		0.9940	145.07
MC05: 3N-9N Nivel 3: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		30		177.97		0.9940	176.90
MC05: 3N-9N Nivel 4: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		30		177.97		0.9940	176.90
MC05: 3N-9N Nivel 5: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		30		177.97		0.9940	176.90
MC05: 3N-9N Nivel 6: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		30		177.97		0.9940	176.90
MC05: 3N-9N Nivel 7: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		30		177.97		0.9940	176.90
MC05: 3N-9N Nivel 8: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		30		177.97		0.9940	176.90
MC05: 3N-9N Nivel 9: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		30		177.97		0.9940	176.90
ACERO EN SOBRECIMIENTOS E FY = 4200 KG/CM2 GRADO: 60	KG											86.23
LONGITUDINAL												

EJE A, F ENTRE EJES 1 Y 7	**3/8**	1.00	11.31	0.2	5	**57.54**	0.5590	**32.16**
EJE 2 Y 6	**3/8**	1.00	19.15	0.2	5	**96.73**	0.5590	**54.07**
TRANSVERSAL								
EJE A, F ENTRE EJES 1 Y 7		1.00	1.30	0.2	45			
EJE 2 Y 6		1.00	1.30	0.2	76			

PRESUPUESTO DE OBRA

PROYECTO:	ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO		
SUB. PRESUP. :	ESTRUCTURA CONCRETO ARMADO	**PROPIETARIO :**	RONALD ALI OROZCO PIÑIN
DEPARTAMENTO:	LAMBAYEQUE	**PROVINCIA :**	CHICLAYO
DISTRITO :	CHICLAYO	**LUGAR :**	CHICLAYO
REALIZADO POR :	RONALD ALI OROZCO PIÑIN	**REVISADO POR :**	MAG. ACERO MARTINEZ JOSE ALBERTO
FECHA :	nov-21		

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	METRADO	PRECIO S/	PARCIAL
01	ESTRUUCTURAS				3,943,799.70
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				328,674.08
01.01.01	EXCAVACIONES				260,205.01
01.01.01.01	EXCAVACION MASIVA (-2.10M)	m3	1253.79	95.30	119,486.62
01.01.01.02	EXCAVACIÓN MASIVA (-3.60)	m3	55.80	99.60	5,557.68
01.01.01.03	ELIMINACIÓN MASIVA DE MATERIAL	m3	1309.59	55.40	72,551.54
01.01.01.04	ELIMINACIÓN DE AGUA AL BOMBEO	m3	780.18	80.25	62,609.18
01.01.02	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO				26,281.13
01.01.02.01	NIVELACION Y APISONADO DE TERRENO	m2	581.44	45.20	26,281.13
01.01.03	RELLENOS				42,187.93
01.01.02.01	RELLENO COMPACTADO PARA FONDO DE CIMENTACIÓN CON EQUIPO	m3	491.99	85.75	42,187.93
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				148,614.98
01.02.01	CONCRETO FC=140 KG/CM2 - SUBZAPATAS	m3	55.80	325.50	18,162.90
01.02.02	SOLADO DE CONCRETO E=4" PARA PLATEA DE CIMENTACIÓN	m2	597.05	125.20	74,750.03
01.02.03	FALSO PISO DE 4" MEZCLA 1:8 C:H	m2	581.44	95.80	55,702.05
01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				3,466,510.64
01.03.01	PLATEA DE CIMENTACIÓN				562,733.03
01.03.01.01	CONCRETO 280 KG/CM2 - PLATEA DE CIMENTACIÓN	m3	417.93	765.25	319,822.08
01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - PLATEA DE CIMENTACIÓN	m2	88.31	68.68	6,065.30
01.03.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - PLATEA DE CIMENTACIÓN	kg	50285.70	4.71	236,845.65
01.03.02	VIGAS DE CIMENTACIÓN				103,884.49
01.03.02.01	CONCRETO 280 KG/CM2 - VIGAS DE CIMENTACIÓN	m3	34.47	865.25	29,827.24
01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - VIGAS DE CIMENTACIÓN	m2	229.82	68.68	15,783.76
01.03.02.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - VIGAS DE CIMENTACIÓN	kg	12140.31	4.80	58,273.49
01.03.03	MUROS DE CORTE				1,029,466.45
01.03.03.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - MUROS DE CORTE	m3	507.58	825.43	418,968.97
01.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - MUROS DE CORTE	m2	3410.08	72.43	246,992.31
01.03.03.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - MUROS DE CORTE	kg	69904.84	5.20	363,505.17
01.03.04	SOBRECIMIENTO				44,310.92
01.03.04.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - SOBRECIMIENTO	m3	25.52	732.45	18,691.59
01.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - SOBRECIMIENTO	m2	340.26	63.64	21,653.96
01.03.04.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - SOBRECIMIENTO	kg	826.12	4.80	3,965.38
01.03.05	COLUMNAS				214,095.45
01.03.05.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - COLUMNAS	m3	100.49	750.25	75,393.37
01.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - COLUMNAS	m2	823.02	67.02	55,158.80
01.03.05.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - COLUMNAS	kg	16877.43	4.95	83,543.28
01.03.06	VIGAS				636,699.91
01.03.06.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - VIGAS	m3	406.35	760.30	308,944.48
01.03.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - VIGAS	m2	2239.68	67.07	150,215.54
01.03.06.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - VIGAS	kg	36232.63	4.90	177,539.89
01.03.07	LOSA ALIGERADA				632,766.23
01.03.07.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - LOSA ALIGERADA	m3	351.10	710.25	249,369.64
01.03.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - LOSA ALIGERADA	m2	3118.13	69.04	215,275.56
01.03.07.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - LOSA ALIGERADA	kg	21364.59	4.80	102,550.03
01.03.07.04	LADRILLO HUECO 25X30X30 - LOSA ALIGERADA	und	21151.94	3.10	65,571.00
01.03.08	LOSA MACIZA				242,554.15
01.03.08.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - LOSA MACIZA	m3	114.79	705.30	80,964.21
01.03.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - LOSA MACIZA	m2	573.97	67.07	38,496.17
01.03.08.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - LOSA MACIZA	kg	24867.43	4.95	123,093.78

COSTO DIRECTO	**3,943,799.70**
IGV (18%)	**709,883.95**
TOTAL	**4,653,683.65**

PLANILLA DE SUSTENTO DE METRADOS

PROYECTO: ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO
SUB. PRESUP. : ESTRUCTURA CONCRETO ARMADO
DEPARTAMENTO: LAMBAYEQUE
DISTRITO : CHICLAYO
REALIZADO POR : RONALD ALI OROZCO PIÑIN
FECHA : nov-21

PROPIETARIO : RONALD ALI OROZCO PIÑIN
PROVINCIA : CHICLAYO
LUGAR : CHICLAYO
REVISADO POR : MAG. ACERO MARTINEZ JOSE ALBERTO

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº Veces	PARCIAL DE METRADOS					TOTAL
				Largo	Ancho	Altura		Long.	Área	Vol.	Kg	Und.	
01	ESTRUUCTURAS												
01.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS												
01.01.01	EXCAVACIONES												
01.01.01.01	EXCAVACION MASIVA (-2.10M)	m3											1253.79
				Área									
	Excavación para cimentación: Hasta -2.10m		1.00	597.05		2.10	1.00			1253.79			
01.01.01.02	EXCAVACIÓN MASIVA (-3.60)	M3											55.80
	Excavación para mejoramiento de cimentación: Hasta -3.60m			Área									
	Entre Ejes A-B, 5-7; A-B, 1-2		2.00	9.95		1.50	1.00			29.85			
	Entre Ejes E-F, 5-7; E-F, 1-2		2.00	8.65		1.50	1.00			25.95			
01.01.01.03	ELIMINACIÓN MASIVA DE MATERIAL	M3											1309.59
	Volumen total		1.00	1309.59						1309.59			
01.01.01.04	ELIMINACIÓN DE AGUA AL BOMBEO	M3											780.18
				Área									
	Excavación para cimentación: Hasta -2.10m		1.00	597.05		1.26	1.00			752.28			
	Excavación para mejoramiento de cimentación: Hasta -3.60m		1.00	18.60		1.50	1.00			27.90			
01.01.02	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO												
01.01.02.01	NIVELACION Y APISONADO DE TERRENO	M2											581.44
	Entre Ejes A y C, 5-7, 1-3		2.00	86.60					173.19				
	Entre Ejes C y F, 5-7, 1-3		2.00	101.69					203.38				
			1.00	122.45					122.45				
	Perimetro Exterior		1.00	117.75	0.70				82.43				
01.01.03	RELLENOS												
01.01.02.01	RELLENO COMPACTADO PARA FONDO DE CIMENTACIÓN CON EQUIPO	M3											491.99
				Área									
	ENTRE EJES A Y C, 5-7, 1-3		2.00	86.60			1.45			251.13			
	ENTRE EJES C Y F, 5-7, 1-3		2.00	101.688			1.45			294.90			
	DESCUENTO												
	VIGAS DE CIMENTACIÓN		-1	34.47			1.00			-34.47			
	SOBRECIMIENTOS		-1	124.20	0.15		1.05			-19.56			
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE												
01.02.01	CONCRETO FC=140 KG/CM2 - SUBZAPATAS	M3											55.80
	Subzapatas para mejoramiento (Hasta -3.60m)			Área									
	Entre Ejes A-B, 5-7; A-B, 1-2		2.00	9.95		1.50				29.85			
	Entre Ejes E-F, 5-7; E-F, 1-2		2.00	8.65		1.50				25.95			
01.02.02	SOLADO DE CONCRETO E=4" PARA PLATEA DE CIMENTACIÓN	M2											597.05
				ÁREA									
	SOLADO EN PLATEA DE CIMENTACIÓN		1.00	597.05					597.05				
01.02.03	FALSO PISO DE 4" MEZCLA 1:8 C:H	M2											581.44
	Falso Piso (Interiores)		1.00	581.44					581.44				
01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO												
01.03.01	PLATEA DE CIMENTACIÓN												
01.03.01.01	CONCRETO 280 KG/CM2 - PLATEA DE CIMENTACIÓN	M3											417.93
				Área									
	Platea de cimentación (-2.70m)		1.00	597.05		0.70				417.93			
01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - PLATEA DE CIMENTACIÓN	M2											88.31
				Perímetro									
	Platea de cimentación (Perímetro)		1.00	117.75		0.75			88.31				
01.03.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - PLATEA DE CIMENTACIÓN	KG	1.00								50285.70		50285.70
01.03.02	VIGAS DE CIMENTACIÓN												
01.03.02.01	CONCRETO 280 KG/CM2 - VIGAS DE CIMENTACIÓN	M3											34.47
	VC1, VC7		2.00	23.23	0.40	0.30				5.58			
	VC2, VC6		2.00	23.23	0.40	0.30				5.58			
	VC3, VC5		2.00	23.23	0.40	0.30				5.58			
	VC4		1.00	6.41	0.40	0.30				0.77			
	VCA		1.00	28.00	0.40	0.30				3.36			
	VCB		1.00	28.00	0.40	0.30				3.36			
	VCC		2.00	9.58	0.40	0.30				2.30			
	VCD		1.00	28.00	0.40	0.30				3.36			
	VCE		2.00	9.58	0.40	0.30				2.30			
	VCF		2.00	9.58	0.40	0.30				2.30			
01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - VIGAS DE CIMENTACIÓN	M2											229.82
	VC1, VC7		2.00	23.23	0.80				37.17				
	VC2, VC6		2.00	23.23	0.80				37.17				
	VC3, VC5		2.00	23.23	0.80				37.17				
	VC4		1.00	6.41	0.80				5.13				
	VCA		1.00	28.00	0.80				22.40				
	VCB		1.00	28.00	0.80				22.40				
	VCC		2.00	9.58	0.80				15.33				
	VCD		1.00	28.00	0.80				22.40				
	VCE		2.00	9.58	0.80				15.33				

	VCF		2.00	9.58	0.80			15.33	
01.03.02.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - VIGAS DE CIMENTACIÓN	KG						12140.31	12140.31
01.03.03	MUROS DE CORTE								
01.03.03.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - MUROS DE CORTE	M3							507.58
	NIVEL 1			Área(m2)					
	MC-01		1.00	2.48		7.10	1.00	17.61	
	MC-02		1.00	2.48		7.10	1.00	17.61	
	MC-03		1.00	1.39		7.10	1.00	9.87	
	MC-04		1.00	2.26		7.10	1.00	16.06	
	MC-05		1.00	1.98		7.10	1.00	14.02	
	MC-06		1.00	0.85		7.10	1.00	6.04	
	MC-07		1.00	2.48		7.10	1.00	17.61	
	MC-08		1.00	2.48		7.10	1.00	17.61	
	NIVEL 2			Área(m2)					
	MC-01		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	MC-02		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	MC-03		1.00	1.39		3.35	1.00	4.66	
	MC-04		1.00	2.26		3.35	1.00	7.58	
	MC-05		1.00	1.98		3.35	1.00	6.62	
	MC-06		1.00	0.85		3.35	1.00	2.85	
	MC-07		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	MC-08		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	NIVEL 3			Área(m2)					
	MC-01		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	MC-02		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	MC-03		1.00	1.39		3.35	1.00	4.66	
	MC-04		1.00	2.26		3.35	1.00	7.58	
	MC-05		1.00	1.98		3.35	1.00	6.62	
	MC-06		1.00	0.85		3.35	1.00	2.85	
	MC-07		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	MC-08		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	NIVEL 4			Área(m2)					
	MC-01		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	MC-02		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	MC-03		1.00	1.39		3.35	1.00	4.66	
	MC-04		1.00	2.26		3.35	1.00	7.58	
	MC-05		1.00	1.98		3.35	1.00	6.62	
	MC-06		1.00	0.85		3.35	1.00	2.85	
	MC-07		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	MC-08		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	NIVEL 5			Área(m2)					
	MC-01		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	MC-02		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	MC-03		1.00	1.39		3.35	1.00	4.66	
	MC-04		1.00	2.26		3.35	1.00	7.58	
	MC-05		1.00	1.98		3.35	1.00	6.62	
	MC-06		1.00	0.85		3.35	1.00	2.85	
	MC-07		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	MC-08		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	NIVEL 6			Área(m2)					
	MC-01		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	MC-02		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	MC-03		1.00	1.39		3.35	1.00	4.66	
	MC-04		1.00	2.26		3.35	1.00	7.58	
	MC-05		1.00	1.98		3.35	1.00	6.62	
	MC-06		1.00	0.85		3.35	1.00	2.85	
	MC-07		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	MC-08		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	NIVEL 7			Área(m2)					
	MC-01		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	MC-02		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	MC-03		1.00	1.39		3.35	1.00	4.66	
	MC-04		1.00	2.26		3.35	1.00	7.58	
	MC-05		1.00	1.98		3.35	1.00	6.62	
	MC-06		1.00	0.85		3.35	1.00	2.85	
	MC-07		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	MC-08		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	NIVEL 8			Área(m2)					
	MC-01		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	MC-02		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	MC-03		1.00	1.39		3.35	1.00	4.66	
	MC-04		1.00	2.26		3.35	1.00	7.58	
	MC-05		1.00	1.98		3.35	1.00	6.62	
	MC-06		1.00	0.85		3.35	1.00	2.85	
	MC-07		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	MC-08		1.00	2.48		3.35	1.00	8.31	
	NIVEL 9								
	MC-05		1.00	1.98		3.35	1.00	6.63	
01.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - MUROS DE CORTE	M2							3410.08
	NIVEL 1								
	MC-01		1.00	20.32		5.85	1.00	118.87	
	MC-02		1.00	20.32		5.85	1.00	118.87	
	MC-03		1.00	11.62		5.85	1.00	67.98	
	MC-04		1.00	18.60		5.85	1.00	108.81	
	MC-05		1.00	16.30		5.85	1.00	95.36	
	MC-06		1.00	7.65		5.85	1.00	44.75	
	MC-07		1.00	17.75		5.85	1.00	103.84	
	MC-08		1.00	17.75		5.85	1.00	103.84	
	NIVEL 2								

	MC-01	1.00	20.32		2.85	1.00	57.91		
	MC-02	1.00	20.32		2.85	1.00	57.91		
	MC-03	1.00	11.62		2.85	1.00	33.12		
	MC-04	1.00	18.60		2.85	1.00	53.01		
	MC-05	1.00	16.30		2.85	1.00	46.46		
	MC-06	1.00	7.65		2.85	1.00	21.80		
	MC-07	1.00	17.75		2.85	1.00	50.59		
	MC-08	1.00	17.75		2.85	1.00	50.59		
	NIVEL 3								
	MC-01	1.00	20.32		2.85	1.00	57.91		
	MC-02	1.00	20.32		2.85	1.00	57.91		
	MC-03	1.00	11.62		2.85	1.00	33.12		
	MC-04	1.00	18.60		2.85	1.00	53.01		
	MC-05	1.00	16.30		2.85	1.00	46.46		
	MC-06	1.00	7.65		2.85	1.00	21.80		
	MC-07	1.00	17.75		2.85	1.00	50.59		
	MC-08	1.00	17.75		2.85	1.00	50.59		
	NIVEL 4								
	MC-01	1.00	20.32		2.85	1.00	57.91		
	MC-02	1.00	20.32		2.85	1.00	57.91		
	MC-03	1.00	11.62		2.85	1.00	33.12		
	MC-04	1.00	18.60		2.85	1.00	53.01		
	MC-05	1.00	16.30		2.85	1.00	46.46		
	MC-06	1.00	7.65		2.85	1.00	21.80		
	MC-07	1.00	17.75		2.85	1.00	50.59		
	MC-08	1.00	17.75		2.85	1.00	50.59		
	NIVEL 5								
	MC-01	1.00	20.32		2.85	1.00	57.91		
	MC-02	1.00	20.32		2.85	1.00	57.91		
	MC-03	1.00	11.62		2.85	1.00	33.12		
	MC-04	1.00	18.60		2.85	1.00	53.01		
	MC-05	1.00	16.30		2.85	1.00	46.46		
	MC-06	1.00	7.65		2.85	1.00	21.80		
	MC-07	1.00	17.75		2.85	1.00	50.59		
	MC-08	1.00	17.75		2.85	1.00	50.59		
	NIVEL 6								
	MC-01	1.00	20.32		2.85	1.00	57.91		
	MC-02	1.00	20.32		2.85	1.00	57.91		
	MC-03	1.00	11.62		2.85	1.00	33.12		
	MC-04	1.00	18.60		2.85	1.00	53.01		
	MC-05	1.00	16.30		2.85	1.00	46.46		
	MC-06	1.00	7.65		2.85	1.00	21.80		
	MC-07	1.00	17.75		2.85	1.00	50.59		
	MC-08	1.00	17.75		2.85	1.00	50.59		
	NIVEL 7								
	MC-01	1.00	20.32		2.85	1.00	57.91		
	MC-02	1.00	20.32		2.85	1.00	57.91		
	MC-03	1.00	11.62		2.85	1.00	33.12		
	MC-04	1.00	18.60		2.85	1.00	53.01		
	MC-05	1.00	16.30		2.85	1.00	46.46		
	MC-06	1.00	7.65		2.85	1.00	21.80		
	MC-07	1.00	17.75		2.85	1.00	50.59		
	MC-08	1.00	17.75		2.85	1.00	50.59		
	NIVEL 8								
	MC-01	1.00	20.32		2.85	1.00	57.91		
	MC-02	1.00	20.32		2.85	1.00	57.91		
	MC-03	1.00	11.62		2.85	1.00	33.12		
	MC-04	1.00	18.60		2.85	1.00	53.01		
	MC-05	1.00	16.30		2.85	1.00	46.46		
	MC-06	1.00	7.65		2.85	1.00	21.80		
	MC-07	1.00	17.75		2.85	1.00	50.59		
	MC-08	1.00	17.75		2.85	1.00	50.59		
	NIVEL 9								
	MC-05	1.00	16.30		2.95	1.00	48.09		

01.03.03.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - MUROS DE CORTE	KG						69904.84	**69904.84**
01.03.04	**SOBRECIMIENTO**								
01.03.04.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - SOBRECIMIENTO	M3							**25.52**
	EJE 1 Y 7	1.00	11.31	0.15	1.25		2.12		
	EJE 2 Y 6	1.00	19.15	0.15	1.25		3.59		
	EJE 3 Y 5	1.00	16.77	0.15	1.25		3.14		
	EJE A	1.00	15.96	0.15	1.25		2.99		
	EJE B	1.00	24.56	0.15	1.25		4.60		
	EJE D	1.00	24.56	0.15	1.25		4.60		
	EJE E	2.00	8.11	0.15	1.25		3.04		
	EJE F	2.00	3.80	0.15	1.25		1.42		
01.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - SOBRECIMIENTO	M2							**340.26**
	EJE 1 Y 7	1.00	11.31		2.50		28.27		
	EJE 2 Y 6	1.00	19.15		2.50		47.87		
	EJE 3 Y 5	1.00	16.77		2.50		41.92		
	EJE A	1.00	15.96		2.50		39.89		
	EJE B	1.00	24.56		2.50		61.39		
	EJE D	1.00	24.56		2.50		61.39		
	EJE E	2.00	8.11		2.50		40.54		
	EJE F	2.00	3.80		2.50		19.00		
01.03.04.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - SOBRECIMIENTO	KG						826.12	**826.12**

01.03.05	COLUMNAS								
01.03.05.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - COLUMNAS	M3							100.49
	NIVEL 1								
	C1 (45.00 x 70.00)		3.00	0.45	0.70	5.85	1.00	5.53	
	C2 (45.00 x 70.00)		2.00	0.45	0.70	5.85	1.00	3.69	
	C3 (35.00 x 70.00)		8.00	0.35	0.70	5.85	1.00	11.47	
	C4 (30.00 x 60.00)		2.00	0.30	0.60	5.85	1.00	2.11	
	NIVEL 2								
	C1 (45.00 x 70.00)		3.00	0.45	0.70	2.85	1.00	2.69	
	C2 (45.00 x 70.00)		2.00	0.45	0.70	2.85	1.00	1.80	
	C3 (35.00 x 70.00)		8.00	0.35	0.70	2.85	1.00	5.59	
	C4 (30.00 x 60.00)		2.00	0.30	0.60	2.85	1.00	1.03	
	NIVEL 3								
	C1 (45.00 x 70.00)		3.00	0.45	0.70	2.85	1.00	2.69	
	C2 (45.00 x 70.00)		2.00	0.45	0.70	2.85	1.00	1.80	
	C3 (35.00 x 70.00)		8.00	0.35	0.70	2.85	1.00	5.59	
	C4 (30.00 x 60.00)		2.00	0.30	0.60	2.85	1.00	1.03	
	NIVEL 4								
	C1 (45.00 x 70.00)		3.00	0.45	0.70	2.85	1.00	2.69	
	C2 (45.00 x 70.00)		2.00	0.45	0.70	2.85	1.00	1.80	
	C3 (35.00 x 70.00)		8.00	0.35	0.70	2.85	1.00	5.59	
	C4 (30.00 x 60.00)		2.00	0.30	0.60	2.85	1.00	1.03	
	NIVEL 5								
	C1 (45.00 x 70.00)		3.00	0.45	0.70	2.85	1.00	2.69	
	C2 (45.00 x 70.00)		2.00	0.45	0.70	2.85	1.00	1.80	
	C3 (35.00 x 70.00)		8.00	0.35	0.70	2.85	1.00	5.59	
	C4 (30.00 x 60.00)		2.00	0.30	0.60	2.85	1.00	1.03	
	NIVEL 6								
	C1 (45.00 x 70.00)		3.00	0.45	0.70	2.85	1.00	2.69	
	C2 (45.00 x 70.00)		2.00	0.45	0.70	2.85	1.00	1.80	
	C3 (35.00 x 70.00)		8.00	0.35	0.70	2.85	1.00	5.59	
	C4 (30.00 x 60.00)		2.00	0.30	0.60	2.85	1.00	1.03	
	NIVEL 7								
	C1 (45.00 x 70.00)		3.00	0.45	0.70	2.85	1.00	2.69	
	C2 (45.00 x 70.00)		2.00	0.45	0.70	2.85	1.00	1.80	
	C3 (35.00 x 70.00)		8.00	0.35	0.70	2.85	1.00	5.59	
	C4 (30.00 x 60.00)		2.00	0.30	0.60	2.85	1.00	1.03	
	NIVEL 8								
	C1 (45.00 x 70.00)		3.00	0.45	0.70	2.85	1.00	2.69	
	C2 (45.00 x 70.00)		2.00	0.45	0.70	2.85	1.00	1.80	
	C3 (35.00 x 70.00)		8.00	0.35	0.70	2.85	1.00	5.59	
	C4 (30.00 x 60.00)		2.00	0.30	0.60	2.85	1.00	1.03	
01.03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - COLUMNAS	M2							823.02
	NIVEL 1								
	C1 (45.00 x 70.00)		3.00	2.30		5.85	1.00	40.37	
	C2 (45.00 x 70.00)		2.00	2.30		5.85	1.00	26.91	
	C3 (35.00 x 70.00)		8.00	2.10		5.85	1.00	98.28	
	C4 (30.00 x 60.00)		2.00	1.80		5.85	1.00	21.06	
	NIVEL 2								
	C1 (45.00 x 70.00)		3.00	2.30		2.85	1.00	19.67	
	C2 (45.00 x 70.00)		2.00	2.30		2.85	1.00	13.11	
	C3 (35.00 x 70.00)		8.00	2.10		2.85	1.00	47.88	
	C4 (30.00 x 60.00)		2.00	1.80		2.85	1.00	10.26	
	NIVEL 3								
	C1 (45.00 x 70.00)		3.00	2.30		2.85	1.00	19.67	
	C2 (45.00 x 70.00)		2.00	2.30		2.85	1.00	13.11	
	C3 (35.00 x 70.00)		8.00	2.10		2.85	1.00	47.88	
	C4 (30.00 x 60.00)		2.00	1.80		2.85	1.00	10.26	
	NIVEL 4								
	C1 (45.00 x 70.00)		3.00	2.30		2.85	1.00	19.67	
	C2 (45.00 x 70.00)		2.00	2.30		2.85	1.00	13.11	
	C3 (35.00 x 70.00)		8.00	2.10		2.85	1.00	47.88	
	C4 (30.00 x 60.00)		2.00	1.80		2.85	1.00	10.26	
	NIVEL 5								
	C1 (45.00 x 70.00)		3.00	2.30		2.85	1.00	19.67	
	C2 (45.00 x 70.00)		2.00	2.30		2.85	1.00	13.11	
	C3 (35.00 x 70.00)		8.00	2.10		2.85	1.00	47.88	
	C4 (30.00 x 60.00)		2.00	1.80		2.85	1.00	10.26	
	NIVEL 6								
	C1 (45.00 x 70.00)		3.00	2.30		2.85	1.00	19.67	
	C2 (45.00 x 70.00)		2.00	2.30		2.85	1.00	13.11	
	C3 (35.00 x 70.00)		8.00	2.10		2.85	1.00	47.88	
	C4 (30.00 x 60.00)		2.00	1.80		2.85	1.00	10.26	
	NIVEL 7								
	C1 (45.00 x 70.00)		3.00	2.30		2.85	1.00	19.67	
	C2 (45.00 x 70.00)		2.00	2.30		2.85	1.00	13.11	
	C3 (35.00 x 70.00)		8.00	2.10		2.85	1.00	47.88	
	C4 (30.00 x 60.00)		2.00	1.80		2.85	1.00	10.26	
	NIVEL 8								
	C1 (45.00 x 70.00)		3.00	2.30		2.85	1.00	19.67	
	C2 (45.00 x 70.00)		2.00	2.30		2.85	1.00	13.11	
	C3 (35.00 x 70.00)		8.00	2.10		2.85	1.00	47.88	
	C4 (30.00 x 60.00)		2.00	1.80		2.85	1.00	10.26	

01.03.05.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - COLUMNAS	KG								16877.43	**16877.43**
01.03.06	**VIGAS**										
01.03.06.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - VIGAS	M3									**406.35**
	VA (PORTICO A): IN-8N		1.00	27.00	0.30	0.50	8.00		32.40		
	VB (PORTICO B): IN-8N		1.00	27.00	0.30	0.50	8.00		32.40		
	VC (PORTICO C): IN-8N		1.00	27.00	0.30	0.50	8.00		32.40		
	VD (PORTICO D): IN-8N		1.00	27.00	0.30	0.50	8.00		32.40		
	VE (PORTICO E): IN-8N		1.00	27.00	0.30	0.50	8.00		32.40		
	VF (PORTICO F): IN-8N		1.00	9.05	0.30	0.50	8.00		10.86		
	VF (PORTICO F): IN-8N		1.00	9.05	0.30	0.50	8.00		10.86		
	VG (PORTICO G): IN-8N		1.00	4.75	0.30	0.50	8.00		5.70		
	V1 (PORTICO 1): IN-8N		1.00	22.23	0.30	0.50	8.00		26.68		
	V2 (PORTICO 2): IN-8N		1.00	24.05	0.30	0.50	8.00		28.86		
	V3 (PORTICO 3): IN-8N		1.00	24.05	0.30	0.50	8.00		28.86		
	V4 (PORTICO 4): IN-8N		1.00	9.44	0.30	0.50	8.00		11.33		
	V4 (PORTICO 4): IN-8N		1.00	4.09	0.30	0.50	8.00		4.91		
	V5 (PORTICO 5): IN-8N		1.00	24.05	0.30	0.50	8.00		28.86		
	V6 (PORTICO 6): IN-8N		1.00	24.05	0.30	0.50	8.00		28.86		
	V7 (PORTICO 7): IN-8N		1.00	24.05	0.30	0.50	8.00		28.86		
	V8 (PORTICO 8): IN-8N		1.00	22.23	0.30	0.50	8.00		26.68		
	V25x50		1.00	2.70	0.25	0.50	9.00		3.04		
01.03.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - VIGAS	M2									**2239.68**
	VA (PORTICO A): IN-8N		1.00	1.00		27.00	8.00		216.00		
	VB (PORTICO B): IN-8N		1.00	0.70		27.00	8.00		151.20		
	VC (PORTICO C): IN-8N		1.00	0.70		27.00	8.00		151.20		
	VD (PORTICO D): IN-8N		1.00	0.70		27.00	8.00		151.20		
	VE (PORTICO E): IN-8N		1.00	0.70		27.00	8.00		151.20		
	VF (PORTICO F): IN-8N		1.00	1.00		9.05	8.00		72.40		
	VF (PORTICO F): IN-8N		1.00	1.00		9.05	8.00		72.40		
	VG (PORTICO G): IN-8N		1.00	1.00		4.75	8.00		38.00		
	V1 (PORTICO 1): IN-8N		1.00	1.00		22.23	8.00		177.84		
	V2 (PORTICO 2): IN-8N		1.00	0.70		24.05	8.00		134.68		
	V3 (PORTICO 3): IN-8N		1.00	1.00		24.05	8.00		192.40		
	V4 (PORTICO 4): IN-8N		1.00	0.70		9.44	8.00		52.86		
	V4 (PORTICO 4): IN-8N		1.00	0.70		4.09	8.00		22.90		
	V5 (PORTICO 5): IN-8N		1.00	1.00		24.05	8.00		192.40		
	V6 (PORTICO 6): IN-8N		1.00	0.70		24.05	8.00		134.68		
	V7 (PORTICO 7): IN-8N		1.00	0.70		24.05	8.00		134.68		
	V8 (PORTICO 8): IN-8N		1.00	1.00		22.23	8.00		177.84		
	V25x50		1.00	0.65		2.70	9.00		15.80		
01.03.06.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - VIGAS	KG								36232.63	**36232.63**
01.03.07	**LOSA ALIGERADA**										
01.03.07.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - LOSA ALIGERADA	M3									**351.10**
	LOSA - EJE AB, ENTRE 6-7, 1-2		8.00	19.82		0.113	2.00		35.71		
	LOSA - EJE AB, ENTRE 5-6, 2-3		8.00	20.56		0.113	2.00		37.04		
	LOSA - EJE AB, ENTRE 3-4, 4-5		8.00	21.43		0.113	2.00		38.61		
	LOSA - EJE BC, ENTRE 6-7, 1-2		8.00	17.93		0.113	2.00		32.30		
	LOSA - EJE BC, ENTRE 5-6, 2-3		8.00	18.60		0.113	2.00		33.51		
	LOSA - EJE CD, ENTRE 6-7, 1-2		8.00	17.51		0.113	2.00		31.54		
	LOSA - EJE CD, ENTRE 5-6, 2-3		8.00	18.19		0.113	2.00		32.78		
	LOSA - EJE DE, ENTRE 6-7, 1-2		8.00	11.86		0.113	2.00		21.37		
	LOSA - EJE DE, ENTRE 5-6, 2-3		8.00	12.49		0.113	2.00		22.49		
	LOSA - EJE EF, ENTRE 6-7, 1-2		8.00	14.70		0.113	2.00		26.48		
	LOSA - EJE EF, ENTRE 5-6, 2-3		8.00	15.25		0.113	2.00		27.47		
	LOSA - EJE FG, ENTRE 5-6, 2-3		8.00	6.55		0.113	2.00		11.80		
01.03.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - LOSA ALIGERADA	M2									**3118.13**
				Área							
	LOSA - EJE AB, ENTRE 6-7, 1-2		8.00	19.82			2.00		317.12		
	LOSA - EJE AB, ENTRE 5-6, 2-3		8.00	20.56			2.00		328.96		
	LOSA - EJE AB, ENTRE 3-4, 4-5		8.00	21.43			2.00		342.88		
	LOSA - EJE BC, ENTRE 6-7, 1-2		8.00	17.93			2.00		286.88		
	LOSA - EJE BC, ENTRE 5-6, 2-3		8.00	18.60			2.00		297.60		
	LOSA - EJE CD, ENTRE 6-7, 1-2		8.00	17.51			2.00		280.08		
	LOSA - EJE CD, ENTRE 5-6, 2-3		8.00	18.19			2.00		291.09		
	LOSA - EJE DE, ENTRE 6-7, 1-2		8.00	11.86			2.00		189.76		
	LOSA - EJE DE, ENTRE 5-6, 2-3		8.00	12.49			2.00		199.76		
	LOSA - EJE EF, ENTRE 6-7, 1-2		8.00	14.70			2.00		235.20		
	LOSA - EJE EF, ENTRE 5-6, 2-3		8.00	15.25			2.00		244.00		
	LOSA - EJE FG, ENTRE 5-6, 2-3		8.00	6.55			2.00		104.80		
01.03.07.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - LOSA ALIGERADA	KG								21364.59	**21364.59**
01.03.07.04	LADRILLO HUECO 25X30X30 - LOSA ALIGERADA	UND									**21151.94**
	LOSA - EJE AB, ENTRE 6-7, 1-2		16.00	19.82			8.330			2641.61	
	LOSA - EJE AB, ENTRE 5-6, 2-3		16.00	20.56			8.330			2740.24	
	LOSA - EJE AB, ENTRE 3-4, 4-5		16.00	21.43			8.330			2856.19	
	LOSA - EJE BC, ENTRE 5-6, 2-3		16.00	18.60			8.330			2479.01	
	LOSA - EJE CD, ENTRE 6-7, 1-2		16.00	17.51			8.330			2333.07	
	LOSA - EJE CD, ENTRE 5-6, 2-3		16.00	18.19			8.330			2424.76	
	LOSA - EJE DE, ENTRE 6-7, 1-2		16.00	11.86			8.330			1580.70	
	LOSA - EJE DE, ENTRE 5-6, 2-3		16.00	12.49			8.330			1664.00	
	LOSA - EJE EF, ENTRE 6-7, 1-2		8.00	14.70			8.330			979.61	
	LOSA - EJE EF, ENTRE 5-6, 2-3		8.00	15.25			8.330			1016.26	
	LOSA - EJE FG, ENTRE 5-6, 2-3		8.00	6.55			8.330			436.49	
01.03.08	**LOSA MACIZA**										
01.03.08.01	CONCRETO 210 KG/CM2 - LOSA MACIZA	M3									**114.79**
				Área							
	LM - ENTRE EJES B-C y 3-4		1.00	18.02		0.20	8.00		28.83		
	LM - ENTRE EJES B-C y 4-5		1.00	18.02		0.20	8.00		28.83		
	LM - ENTRE EJES C-D y 3-4		1.00	17.55		0.20	8.00		28.08		
	LM - ENTRE EJES C-D y 4-5		1.00	17.55		0.20	8.00		28.08		

	LM - ASCENSOR		1.00	4.85	0.20	1.00		0.97	
01.03.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO - LOSA MACIZA	M2							573.97
				Área					
	LM - ENTRE EJES B-C y 3-4		1.00	18.02		8.00	144.16		
	LM - ENTRE EJES B-C y 4-5		1.00	18.02		8.00	144.16		
	LM - ENTRE EJES C-D y 3-4		1.00	17.55		8.00	140.40		
	LM - ENTRE EJES C-D y 4-5		1.00	17.55		8.00	140.40		
	LM - ASCENSOR		1.00	4.85		1.00	4.85		
01.03.08.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 - LOSA MACIZA	KG						24867.43	24867.43

PLANILLA DE SUSTENTO DE METRADOS DE ACERO

PROYECTO: ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO
SUB. PRESUP. : ESTRUCTURA CONCRETO ARMADO
DEPARTAMENTO: LAMBAYEQUE
DISTRITO : CHICLAYO
REALIZADO POR RONALD ALI OROZCO PIÑIN
FECHA : nov-21

PROPIETARIO: RONALD ALI OROZCO PIÑIN
PROVINCIA : CHICLAYO
LUGAR: CHICLAYO
REVISADO POR: MAG. ACERO MARTINEZ JOSE ALBERTO

ITEM	DESCRIPCION	UNID	Ø	FORMA	Nº de elem. guales	LONGITUD PARCIAL			Nº de piezas por elem.	LONGITUD DE ACERO SEGÚN TIPO DE DIAMETRO EN METROS												FACTOR KG/M	PARCIAL	TOTAL
						Largo	Gancho	Empal		4.7	6	8	12	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 1/8	1 3/8			
	ACERO EN PLATEA DE CIMENTACIÓN FY = 4200 KG/CM2 GRADO: 60	KG																						50285.70
	PLATEA DE CIMENTACIÓN (EJE A,F-7,5) - M1																							
	EJE X		3/4		1	23.29	0.23	4.35	68									1894.75				2.2350	4234.77	
	EJE Y		3/4		1	9.91	0.23	7.25	158									2747.46				2.2350	6140.58	
	PLATEA DE CIMENTACIÓN (EJE A,F-7,5) - M2																							
	EJE X		3/4		1	23.29	0.23	4.35	68									1894.75				2.2350	4234.77	
	EJE Y		3/4		1	9.91	0.23	7.25	158									2747.46				2.2350	6140.58	
	PLATEA DE CIMENTACIÓN (EJE A,D-5,3) - M1																							
	EJE X		3/4		1	15.84	0.23	1.45	54									945.76				2.2350	2113.76	
	EJE Y		3/4		1	7.76	0.23	1.45	108									1019.41				2.2350	2278.39	
	PLATEA DE CIMENTACIÓN (EJE A,D-5,3) - M2																							
	EJE X		3/4		1	15.84	0.23	1.45	54									945.76				2.2350	2113.76	
	EJE Y		3/4		1	7.76	0.23	1.45	108									1019.41				2.2350	2278.39	
	PLATEA DE CIMENTACIÓN (EJE A,F-1,3) - M1																							
	EJE X		3/4		1	23.29	0.23	4.35	68									1894.75				2.2350	4234.77	
	EJE Y		3/4		1	9.91	0.23	7.25	158									2747.46				2.2350	6140.58	
	PLATEA DE CIMENTACIÓN (EJE A,F-1,3) - M2																							
	EJE X		3/4		1	23.29	0.23	4.35	68									1894.75				2.2350	4234.77	
	EJE Y		3/4		1	9.91	0.23	7.25	158									2747.46				2.2350	6140.58	
	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACIÓN FY = 4200 KG/CM2 GRADO: 60	KG																						12140.31
	VC-1 (EJE 1 Y 7)																							
	Acero tipo 1		1		2	22.09	0.80	3	9.00										466.02			3.9730	1851.50	
	Acero tipo 2		1/2		2	22.09	0.40	1.35	4							190.72						0.9940	189.58	
	Bastones		1		2	7.76	0.8	3	2										46.24			3.9730	183.71	
	VC-2 (EJE 2 Y 6)																							
	Acero tipo 1		3/4		2	23.29	0.60	2.4	8.00									420.64				2.2350	940.13	
	Acero tipo 2		1/2		2	23.29	0.40	1.35	4							200.32						0.9940	199.12	
	VC-3 (EJE 3 Y 5)																							
	Acero tipo 1		3/4		2	23.29	0.60	2.4	10.00									525.80				2.2350	1175.16	
	Acero tipo 2		1/2		2	23.29	0.40	1.35	4							200.32						0.9940	199.12	
	VC-4 (EJE 4)																							
	Acero tipo 1		3/4		2	5.92	0.60	3.2	10.00									194.40				2.2350	434.48	
	Acero tipo 2		1/2		2	5.92	0.40	1.8	4							64.96						0.9940	64.57	
	VC-A (EJE A)																							
	Acero tipo 1		3/4		1	27.86	0.60	3.2	14.00									443.24				2.2350	990.64	
	Acero tipo 2		1/2		1	27.86	0.40	1.8	4							120.24						0.9940	119.52	
	VC-B (EJE B)																							

Acero tipo I	3/4		1	27.86	0.60	3.2	13.00		411.58		2.2350	919.88
Acero tipo 2	1/2		1	27.86	0.40	1.8	4	120.24			0.9940	119.52
VC-C (EJE C)												
Acero tipo I	3/4		1	9.42	0.60	3.2	11.00		145.42		2.2350	325.01
Acero tipo 2	1/2		1	9.42	0.40	1.8	4	46.48			0.9940	46.20
Acero tipo I	3/4		1	9.41	0.60	3.2	10.00		132.10		2.2350	295.24
Acero tipo 2	1/2		1	9.41	0.40	1.8	4	46.44			0.9940	46.16
VC-D (EJE D)												
Acero tipo I	3/4		1	9.41	0.60	3.2	8.00		105.68		2.2350	236.19
Acero tipo 2	1/2		1	9.41	0.40	1.8	4	46.44			0.9940	46.16
VC-E (EJE E)												
Acero tipo I	3/4		2	9.92	0.60	3.2	9.00		246.96		2.2350	551.96
Acero tipo 2	1/2		2	9.92	0.40	1.8	4	96.96			0.9940	96.38
VC-F (EJE F)												
Acero tipo I	3/4		2	9.91	0.60	3.2	18.00		493.56		2.2350	1103.11
Acero tipo 2	1/2		2	9.91	0.40	1.8	4	96.88			0.9940	96.30
ESTRIBOS							#Estribos					
VC-1 (EJE 1 y 7) (40x100)	**3/8**		2	2.24	0.11		17	**80.04**			0.5590	44.74
VC-1 (EJE 1 y 7) (40x100)	**3/8**		2	2.24	0.11		29	**136.53**			0.5590	76.32
VC-1 (EJE 1 y 7) (40x100)	**3/8**		2	2.24	0.11		27	**127.12**			0.5590	71.06
VC-1 (EJE 1 y 7) (40x100)	**3/8**		2	2.24	0.11		27	**127.12**			0.5590	71.06
VC-1 (EJE 1 y 7) (40x100)	**3/8**		2	2.24	0.11		17	**80.04**			0.5590	44.74
VC-2 (EJE 2 y 6) (40x100)	**3/8**		2	2.24	0.11		32	**150.66**			0.5590	84.22
VC-2 (EJE 2 y 6) (40x100)	**3/8**		2	2.24	0.11		27	**127.12**			0.5590	71.06
VC-2 (EJE 2 y 6) (40x100)	**3/8**		2	2.24	0.11		27	**127.12**			0.5590	71.06
VC-2 (EJE 2 y 6) (40x100)	**3/8**		2	2.24	0.11		27	**127.12**			0.5590	71.06
VC-2 (EJE 2 y 6) (40x100)	**3/8**		1	2.24	0.11		17	**40.02**			0.5590	22.37
VC- 3 (EJE 3 y 5) (40x100)	**3/8**		2	2.24	0.11		31	**145.95**			0.5590	81.58
VC- 3 (EJE 3 y 5) (40x100)	**3/8**		2	2.24	0.11		27	**127.12**			0.5590	71.06
VC- 3 (EJE 3 y 5) (40x100)	**3/8**		2	2.24	0.11		29	**136.53**			0.5590	76.32
VC- 3 (EJE 3 y 5) (40x100)	**3/8**		2	2.24	0.11		9	**42.37**			0.5590	23.69
VC- 3 (EJE 3 y 5) (40x100)	**3/8**		2	2.24	0.11		25	**117.70**			0.5590	65.79
VC-4 -(EJE 4) (40x100)	**3/8**		1	2.24	0.11		17	**40.02**			0.5590	22.37
VC- A (EJE A) (40x100)	**3/8**		1	2.24	0.11		14	**32.96**			0.5590	18.42
VC- A (EJE A) (40x100)	**3/8**		1	2.24	0.11		26	**61.20**			0.5590	34.21
VC- A (EJE A) (40x100)	**3/8**		1	2.24	0.11		27	**63.56**			0.5590	35.53
VC- A (EJE A) (40x100)	**3/8**		1	2.24	0.11		27	**63.56**			0.5590	35.53
VC- A (EJE A) (40x100)	**3/8**		1	2.24	0.11		26	**61.20**			0.5590	34.21
VC- A (EJE A) (40x100)	**3/8**		1	2.24	0.11		14	**32.96**			0.5590	18.42
VC- B (EJE B) (40x100)	**3/8**		1	2.24	0.11		29	**68.27**			0.5590	38.16
VC- B (EJE B) (40x100)	**3/8**		1	2.24	0.11		27	**63.56**			0.5590	35.53
VC- B (EJE B) (40x100)	**3/8**		1	2.24	0.11		27	**63.56**			0.5590	35.53

VC- B (EJE B) (40x100)	3/8		1	2.24	0.11		27	63.56			0.5590	35.53	
VC- B (EJE B) (40x100)	3/8		1	2.24	0.11		27	63.56			0.5590	35.53	
VC- B (EJE B) (40x100)	3/8		1	2.24	0.11		27	63.56			0.5590	35.53	
VC-C (EJE C) (40x100)	3/8		1	2.24	0.11		14	32.96			0.5590	18.42	
VC-C (EJE C) (40x100)	3/8		1	2.24	0.11		13	30.60			0.5590	17.11	
VC-C (EJE C) (40x100)	3/8		1	2.24	0.11		13	30.60			0.5590	17.11	
VC-C (EJE C) (40x100)	3/8		1	2.24	0.11		14	32.96			0.5590	18.42	
VC-D (EJE D) (40x100)	3/8		1	2.24	0.11		29	68.27			0.5590	38.16	
VC-D (EJE D) (40x100)	3/8		1	2.24	0.11		27	63.56			0.5590	35.53	
VC-D (EJE D) (40x100)	3/8		1	2.24	0.11		27	63.56			0.5590	35.53	
VC-D (EJE D) (40x100)	3/8		1	2.24	0.11		27	63.56			0.5590	35.53	
VC-D (EJE D) (40x100)	3/8		1	2.24	0.11		27	63.56			0.5590	35.53	
VC-D (EJE D) (40x100)	3/8		1	2.24	0.11		29	68.27			0.5590	38.16	
VC-E (EJE E) (40x100)	3/8		1	2.24	0.11		29	68.27			0.5590	38.16	
VC-E (EJE E) (40x100)	3/8		1	2.24	0.11		27	63.56			0.5590	35.53	
VC-E (EJE E) (40x100)	3/8		1	2.24	0.11		27	63.56			0.5590	35.53	
VC-E (EJE E) (40x100)	3/8		1	2.24	0.11		29	68.27			0.5590	38.16	
VC-F (EJE F) (40x100)	3/8		1	2.24	0.11		14	32.96			0.5590	18.42	
VC-F (EJE F) (40x100)	3/8		1	2.24	0.11		29	68.27			0.5590	38.16	
VC-F (EJE F) (40x100)	3/8		1	2.24	0.11		29	68.27			0.5590	38.16	
VC-F (EJE F) (40x100)	3/8		1	2.24	0.11		14	32.96			0.5590	18.42	
ACERO EN COLUMNAS FY = 4200 KG/CM2 GRADO: 60	KG												16877.43
C-1 (45.00 x 70.00)	3/4		3	32.91	0.55	2.93	10		1091.70		2.2350	2439.95	
(45.00 x 704.00)	5/8		3	32.91	0.55	2.19	4		427.80		1.5520	663.95	
ESTRIBOS							#Estribos						
C-1 Debajo NTP m	3/8		3	1.98	0.11		20	125.64			0.5590	70.23	
C-1 Nivel 1: 5 m	3/8		3	1.98	0.11		33	207.31			0.5590	115.88	
C-1 Nivel 2: 3.35 m	3/8		3	1.98	0.11		25	157.05			0.5590	87.79	
C-1 Nivel 3: 3.35 m	3/8		3	1.98	0.11		25	157.05			0.5590	87.79	
C-1 Nivel 4: 3.35 m	3/8		3	1.98	0.11		25	157.05			0.5590	87.79	
C-1 Nivel 5: 3.35 m	3/8		3	1.98	0.11		25	157.05			0.5590	87.79	
C-1 Nivel 6: 3.35 m	3/8		3	1.98	0.11		25	157.05			0.5590	87.79	
C-1 Nivel 7: 3.35 m	3/8		3	1.98	0.11		25	157.05			0.5590	87.79	
C-1 Nivel 8: 3.35 m	3/8		3	1.98	0.11		25	157.05			0.5590	87.79	
GANCHOS							#Estribos						
C - 1	3/8		3	0.37	0.11		228	328.32			0.5590	183.53	
C-2 (45.00 x 70.00)	3/4		2	32.91	0.55	2.93	10		727.80		2.2350	1626.63	
(45.00 x 70.00)	5/8		2	32.91	0.55	2.19	4		285.20		1.5520	442.63	
ESTRIBOS							#Estribos						
C-2 Debajo NTP m	3/8		2	1.98	0.11		20	83.76			0.5590	46.82	
C-2 Nivel 1: 5 m	3/8		2	1.98	0.11		33	138.20			0.5590	77.26	
C-2 Nivel 2: 3.35 m	3/8		2	1.98	0.11		25	104.70			0.5590	58.53	
C-2 Nivel 3: 3.35 m	3/8		2	1.98	0.11		25	104.70			0.5590	58.53	
C-2 Nivel 4: 3.35 m	3/8		2	1.98	0.11		25	104.70			0.5590	58.53	
C-2 Nivel 5: 3.35 m	3/8		2	1.98	0.11		25	104.70			0.5590	58.53	
C-2 Nivel 6: 3.35 m	3/8		2	1.98	0.11		25	104.70			0.5590	58.53	
C-2 Nivel 7: 3.35 m	3/8		2	1.98	0.11		25	104.70			0.5590	58.53	
C-2 Nivel 8: 3.35 m	3/8		2	1.98	0.11		25	104.70			0.5590	58.53	
GANCHOS							#Estribos						
C - 2	3/8		3	0.37	0.11		228	328.32			0.5590	183.53	
C - 3 (35.00 x 70.00)	5/8		8	32.91	0.55	2.19	8		2281.60		1.5520	3541.04	

(35.00 x 70.00)	**3/4**		8	32.91	0.55	2.93	4			**1164.48**		2.2350	**2602.61**
ESTRIBOS							#Estribos						
C - 3 Debajo NTP m	**3/8**		8	1.78	0.11		20	**303.04**				0.5590	**169.40**
C - 3 Nivel 1: 5 m	**3/8**		8	1.78	0.11		33	**500.02**				0.5590	**279.51**
C-3 Nivel 2: 3.35 m	**3/8**		8	1.78	0.11		25	**378.80**				0.5590	**211.75**
C-3 Nivel 3: 3.35 m	**3/8**		8	1.78	0.11		25	**378.80**				0.5590	**211.75**
C-3 Nivel 4: 3.35 m	**3/8**		8	1.78	0.11		25	**378.80**				0.5590	**211.75**
C-3 Nivel 5: 3.35 m	**3/8**		8	1.78	0.11		25	**378.80**				0.5590	**211.75**
C-3 Nivel 6: 3.35 m	**3/8**		8	1.78	0.11		25	**378.80**				0.5590	**211.75**
C-3 Nivel 7: 3.35 m	**3/8**		8	1.78	0.11		25	**378.80**				0.5590	**211.75**
C-3 Nivel 8: 3.35 m	**3/8**		8	1.78	0.11		25	**378.80**				0.5590	**211.75**
C-4 (30.00 x 60.00)	**5/8**		2	32.91	0.55	2.19	8		**570.40**			1.5520	**885.26**
(30.00 x 60.00)	**3/4**		2	32.91	0.55	2.93	4			**291.12**		2.2350	**650.65**
ESTRIBOS							#Estribos						
C-4 Debajo NTP m	**3/8**		2	1.48	0.11		20	**63.76**				0.5590	**35.64**
C-4 Nivel 1: 5 m	**3/8**		2	1.48	0.11		32	**102.02**				0.5590	**57.03**
C-4 Nivel 2: 3.35 m	**3/8**		2	1.48	0.11		24	**76.51**				0.5590	**42.77**
C-4 Nivel 3: 3.35 m	**3/8**		2	1.48	0.11		24	**76.51**				0.5590	**42.77**
C-4 Nivel 4: 3.35 m	**3/8**		2	1.48	0.11		24	**76.51**				0.5590	**42.77**
C-4 Nivel 5: 3.35 m	**3/8**		2	1.48	0.11		24	**76.51**				0.5590	**42.77**
C-4 Nivel 6: 3.35 m	**3/8**		2	1.48	0.11		24	**76.51**				0.5590	**42.77**
C-4 Nivel 7: 3.35 m	**3/8**		2	1.48	0.11		24	**76.51**				0.5590	**42.77**
C-4 Nivel 8: 3.35 m	**3/8**		2	1.48	0.11		24	**76.51**				0.5590	**42.77**

ACERO EN VIGAS FY = 4200 KG/CM2 GRADO: 60 **KG** **36232.63**

VA (PÓRTICO A) IN (Long.)	**5/8**		1	26.92	0.10	0.60	4		**110.48**			1.5520	**171.46**
VA (PÓRTICO A) IN (Long.)	**5/8**		1	1.75			2		**3.50**			1.5520	**5.43**
VA (PÓRTICO A) IN (Long.)	**1/2**		2	1.90			2	**7.60**				0.9940	**7.55**
VA (PÓRTICO A) IN (Long.)	**1/2**		2	1.90			2	**7.60**				0.9940	**7.55**
VA (PÓRTICO A) IN (Long.)	**5/8**		2	1.75	0.10		2		**7.40**			1.5520	**11.48**
VA (PÓRTICO A) IN (Estribo)	**3/8**		2	1.28	0.11		15	**41.70**				0.5590	**23.31**
VA (PÓRTICO A) IN (Estribo)	**3/8**		2	1.28	0.11		23	**63.94**				0.5590	**35.74**
VA (PÓRTICO A) IN (Estribo)	**3/8**		2	1.28	0.11		24	**66.72**				0.5590	**37.30**
VA (PÓRTICO A) IN (Estribo)	**3/8**		2	1.28	0.11		24	**66.72**				0.5590	**37.30**
VA (PÓRTICO A) IN (Estribo)	**3/8**		2	1.28	0.11		23	**63.94**				0.5590	**35.74**
VA (PÓRTICO A) IN (Estribo)	**3/8**		2	1.28	0.11		15	**41.70**				0.5590	**23.31**
VA (PÓRTICO A) 2N (Long.)	**5/8**		1	26.92	0.10	0.60	4		**110.48**			1.5520	**171.46**
VA (PÓRTICO A) 2N (Long.)	**5/8**		1	2.40			1		**2.40**			1.5520	**3.72**
VA (PÓRTICO A) 2N (Long.)	**3/4**		1	2.40			2			**4.80**		2.2350	**10.73**
VA (PÓRTICO A) 2N (Long.)	**3/4**		1	2.50			2			**5.00**		2.2350	**11.18**
VA (PÓRTICO A) 2N (Long.)	**5/8**		1	2.50			2		**5.00**			1.5520	**7.76**
VA (PÓRTICO A) 2N (Long.)	**1/2**		1	1.45			1	**1.45**				0.9940	**1.44**
VA (PÓRTICO A) 2N (Long.)	**3/4**		1	2.50			1			**2.50**		2.2350	**5.59**
VA (PÓRTICO A) 2N (Long.)	**5/8**		1	2.50			2		**5.00**			1.5520	**7.76**
VA (PÓRTICO A) 2N (Long.)	**5/8**		1	1.85			1		**1.85**			1.5520	**2.87**
VA (PÓRTICO A) 2N (Long.)	**3/4**		1	2.40	0.23		1			**2.63**		2.2350	**5.88**
VA (PÓRTICO A) 2N (Estribo)	**3/8**		1	1.28	0.11		15	**20.85**				0.5590	**11.66**
VA (PÓRTICO A) 2N (Estribo)	**3/8**		1	1.28	0.11		23	**31.97**				0.5590	**17.87**
VA (PÓRTICO A) 2N (Estribo)	**3/8**		1	1.28	0.11		24	**33.36**				0.5590	**18.65**
VA (PÓRTICO A) 2N (Estribo)	**3/8**		1	1.28	0.11		24	**33.36**				0.5590	**18.65**
VA (PÓRTICO A) 2N (Estribo)	**3/8**		1	1.28	0.11		24	**33.36**				0.5590	**18.65**
VA (PÓRTICO A) 2N (Estribo)	**3/8**		1	1.28	0.11		15	**20.85**				0.5590	**11.66**

VA (PÓRTICO A) 3N (Long.)	**3/4**	1	26.92	0.23	0.75	4				111.60	2.2350	**249.43**
VA (PÓRTICO A) 3N (Long.)	**3/4**	1	2.40			2				4.80	2.2350	**10.73**
VA (PÓRTICO A) 3N (Long.)	**5/8**	1	1.85			1		1.85			1.5520	**2.87**
VA (PÓRTICO A) 3N (Long.)	**5/8**	1	2.20			1		2.20			1.5520	**3.41**
VA (PÓRTICO A) 3N (Long.)	**5/8**	1	2.20			2		4.40			1.5520	**6.83**
VA (PÓRTICO A) 3N (Long.)	**5/8**	1	2.20			3		6.60			1.5520	**10.24**
VA (PÓRTICO A) 3N (Long.)	**3/4**	1	2.40			2				4.80	2.2350	**10.73**
VA (PÓRTICO A) 3N (Long.)	**5/8**	1	1.85			1		1.85			1.5520	**2.87**
VA (PÓRTICO A) 3N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.06		15	20.10				0.5590	**11.24**
VA (PÓRTICO A) 3N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		23	31.97				0.5590	**17.87**
VA (PÓRTICO A) 3N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		24	33.36				0.5590	**18.65**
VA (PÓRTICO A) 3N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		24	33.36				0.5590	**18.65**
VA (PÓRTICO A) 3N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		23	31.97				0.5590	**17.87**
VA (PÓRTICO A) 3N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		15	20.85				0.5590	**11.66**
VA (PÓRTICO A) 4N (Long.)	**3/4**	1	26.92	0.23	0.75	4				111.60	2.2350	**249.43**
VA (PÓRTICO A) 4N (Long.)	**3/4**	1	2.40			2				4.80	2.2350	**10.73**
VA (PÓRTICO A) 4N (Long.)	**5/8**	1	1.85			1		1.85			1.5520	**2.87**
VA (PÓRTICO A) 4N (Long.)	**5/8**	1	2.20			1		2.20			1.5520	**3.41**
VA (PÓRTICO A) 4N (Long.)	**3/4**	1	2.50			2				5.00	2.2350	**11.18**
VA (PÓRTICO A) 4N (Long.)	**5/8**	1	2.20			1		2.20			1.5520	**3.41**
VA (PÓRTICO A) 4N (Long.)	**3/4**	1	2.50			2				5.00	2.2350	**11.18**
VA (PÓRTICO A) 4N (Long.)	**3/4**	1	2.40			2				4.80	2.2350	**10.73**
VA (PÓRTICO A) 4N (Long.)	**5/8**	1	1.85			1		1.85			1.5520	**2.87**
VA (PÓRTICO A) 4N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.06		15	20.10				0.5590	**11.24**
VA (PÓRTICO A) 4N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		23	31.97				0.5590	**17.87**
VA (PÓRTICO A) 4N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		24	33.36				0.5590	**18.65**
VA (PÓRTICO A) 4N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		24	33.36				0.5590	**18.65**
VA (PÓRTICO A) 4N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		23	31.97				0.5590	**17.87**
VA (PÓRTICO A) 4N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		15	20.85				0.5590	**11.66**
VA (PÓRTICO A) 5N-7N (Long.)	**3/4**	3	26.92	0.23	0.75	4				334.80	2.2350	**748.28**
VA (PÓRTICO A) 5N-7N (Long.)	**3/4**	3	2.40			3				21.60	2.2350	**48.28**
VA (PÓRTICO A) 5N-7N (Long.)	**5/8**	3	1.85			1		5.55			1.5520	**8.61**
VA (PÓRTICO A) 5N-7N (Long.)	**5/8**	3	2.20			1		6.60			1.5520	**10.24**
VA (PÓRTICO A) 5N-7N (Long.)	**3/4**	3	2.50			2				15.00	2.2350	**33.53**
VA (PÓRTICO A) 5N-7N (Long.)	**5/8**	3	2.20			1		6.60			1.5520	**10.24**
VA (PÓRTICO A) 5N-7N (Long.)	**3/4**	3	2.50			2				15.00	2.2350	**33.53**
VA (PÓRTICO A) 5N-7N (Long.)	**3/4**	3	2.40			3				21.60	2.2350	**48.28**
VA (PÓRTICO A) 5N-7N (Long.)	**5/8**	3	1.85			1		5.55			1.5520	**8.61**
VA (PÓRTICO A) 5N-7N (Estribo)	**3/8**	3	1.28	0.06		15	60.30				0.5590	**33.71**
VA (PÓRTICO A) 5N-7N (Estribo)	**3/8**	3	1.28	0.11		23	95.91				0.5590	**53.61**
VA (PÓRTICO A) 5N-7N (Estribo)	**3/8**	3	1.28	0.11		24	100.08				0.5590	**55.94**
VA (PÓRTICO A) 5N-7N (Estribo)	**3/8**	3	1.28	0.11		24	100.08				0.5590	**55.94**
VA (PÓRTICO A) 5N-7N (Estribo)	**3/8**	3	1.28	0.11		23	95.91				0.5590	**53.61**
VA (PÓRTICO A) 5N-7N (Estribo)	**3/8**	3	1.28	0.11		15	62.55				0.5590	**34.97**
VA (PÓRTICO A) 8N (Long.)	**3/4**	1	26.92	0.23	0.75	4				111.60	2.2350	**249.43**
VA (PÓRTICO A) 8N (Long.)	**3/4**	1	2.40			2				4.80	2.2350	**10.73**
VA (PÓRTICO A) 8N (Long.)	**5/8**	1	1.85			1		1.85			1.5520	**2.87**
VA (PÓRTICO A) 8N (Long.)	**5/8**	1	2.20			1		2.20			1.5520	**3.41**
VA (PÓRTICO A) 8N (Long.)	**5/8**	1	2.20			2		4.40			1.5520	**6.83**
VA (PÓRTICO A) 8N (Long.)	**5/8**	1	2.20			1		2.20			1.5520	**3.41**
VA (PÓRTICO A) 8N (Long.)	**5/8**	1	2.20			2		4.40			1.5520	**6.83**
VA (PÓRTICO A) 8N (Long.)	**3/4**	1	2.40			2				4.80	2.2350	**10.73**
VA (PÓRTICO A) 8N (Long.)	**5/8**	1	1.85			1		1.85			1.5520	**2.87**
VA (PÓRTICO A) 8N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.06		15	20.10				0.5590	**11.24**
VA (PÓRTICO A) 8N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		23	31.97				0.5590	**17.87**

VA (PÓRTICO A) 8N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		24	33.36					0.5590	18.65
VA (PÓRTICO A) 8N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		24	33.36					0.5590	18.65
VA (PÓRTICO A) 8N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VA (PÓRTICO A) 8N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		15	20.85					0.5590	11.66
VB (PORTICO B) 1N (Long.)	5/8	1	26.92	0.10	0.60	4			110.48			1.5520	171.46
VB (PORTICO B) 1N (Long.)	5/8	2	1.11	0.10		2			4.84			1.5520	7.51
VB (PORTICO B) 1N (Long.)	1/2	2	1.55			1		3.10				0.9940	3.08
VB (PORTICO B) 1N (Long.)	5/8	1	1.75			1			1.75			1.5520	2.72
VB (PORTICO B) 1N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VB (PORTICO B) 1N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VB (PORTICO B) 1N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		24	33.36					0.5590	18.65
VB (PORTICO B) 1N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		24	33.36					0.5590	18.65
VB (PORTICO B) 1N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VB (PORTICO B) 1N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VB (PORTICO B) 2N (Long.)	5/8	1	26.92	0.10	0.60	4			110.48			1.5520	171.46
VB (PORTICO B) 2N (Long.)	3/4	2	1.11	0.23		2				5.36		2.2350	11.98
VB (PORTICO B) 2N (Long.)	1/2	2	1.55			1		3.10				0.9940	3.08
VB (PORTICO B) 2N (Long.)	1/2	2	1.55			1		3.10				0.9940	3.08
VB (PORTICO B) 2N (Long.)	5/8	1	1.75			1			1.75			1.5520	2.72
VB (PORTICO B) 2N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VB (PORTICO B) 2N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VB (PORTICO B) 2N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		24	33.36					0.5590	18.65
VB (PORTICO B) 2N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		24	33.36					0.5590	18.65
VB (PORTICO B) 2N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VB (PORTICO B) 2N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VB (PORTICO B) 3N (Long.)	5/8	1	26.92	0.10	0.60	4			110.48			1.5520	171.46
VB (PORTICO B) 3N (Long.)	3/4	2	1.41	0.23		3				9.84		2.2350	21.99
VB (PORTICO B) 3N (Long.)	1/2	2	1.55			2		6.20				0.9940	6.16
VB (PORTICO B) 3N (Long.)	1/2	2	1.55			1		3.10				0.9940	3.08
VB (PORTICO B) 3N (Long.)	3/4	1	2.35			2				4.70		2.2350	10.50
VB (PORTICO B) 3N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VB (PORTICO B) 3N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VB (PORTICO B) 3N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		24	33.36					0.5590	18.65
VB (PORTICO B) 3N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		24	33.36					0.5590	18.65
VB (PORTICO B) 3N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VB (PORTICO B) 3N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VB (PORTICO B) 4N (Long.)	5/8	1	26.92	0.10	0.60	4			110.48			1.5520	171.46
VB (PORTICO B) 4N (Long.)	3/4	2	1.41	0.23		3				9.84		2.2350	21.99
VB (PORTICO B) 4N (Long.)	5/8	2	1.85			2			7.40			1.5520	11.48
VB (PORTICO B) 4N (Long.)	1/2	2	1.55			2		6.20				0.9940	6.16
VB (PORTICO B) 4N (Long.)	3/4	1	2.35			2				4.70		2.2350	10.50
VB (PORTICO B) 4N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VB (PORTICO B) 4N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VB (PORTICO B) 4N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		24	33.36					0.5590	18.65
VB (PORTICO B) 4N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		24	33.36					0.5590	18.65
VB (PORTICO B) 4N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VB (PORTICO B) 4N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VB (PORTICO B) 5N-7N (Long.)	5/8	3	26.92	0.10	0.60	4			331.44			1.5520	514.39
VB (PORTICO B) 5N-7N (Long.)	3/4	6	1.41	0.23		2				19.68		2.2350	43.98
VB (PORTICO B) 5N-7N (Long.)	5/8	6	0.96	0.10		3			19.08			1.5520	29.61
VB (PORTICO B) 5N-7N (Long.)	5/8	6	1.85			3			33.30			1.5520	51.68
VB (PORTICO B) 5N-7N (Long.)	1/2	6	1.55			2		18.60				0.9940	18.49
VB (PORTICO B) 5N-7N (Long.)	3/4	3	2.35			2				14.10		2.2350	31.51

VB (PORTICO B) 5N-7N (Estribo)	3/8	3	1.28	0.11		23	95.91					0.5590	53.61
VB (PORTICO B) 5N-7N (Estribo)	3/8	3	1.28	0.11		23	95.91					0.5590	53.61
VB (PORTICO B) 5N-7N (Estribo)	3/8	3	1.28	0.11		24	100.08					0.5590	55.94
VB (PORTICO B) 5N-7N (Estribo)	3/8	3	1.28	0.11		24	100.08					0.5590	55.94
VB (PORTICO B) 5N-7N (Estribo)	3/8	3	1.28	0.11		23	95.91					0.5590	53.61
VB (PORTICO B) 5N-7N (Estribo)	3/8	3	1.28	0.11		23	95.91					0.5590	53.61
VB (PORTICO B) 8N (Long.)	5/8	1	26.92	0.10	0.60	4			110.48			1.5520	171.46
VB (PORTICO B) 8N (Long.)	3/4	2	1.41	0.23		3				9.84		2.2350	21.99
VB (PORTICO B) 8N (Long.)	5/8	1	1.85			1			1.85			1.5520	2.87
VB (PORTICO B) 8N (Long.)	3/4	1	2.35			2				4.70		2.2350	10.50
VB (PORTICO B) 8N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VB (PORTICO B) 8N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VB (PORTICO B) 8N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		24	33.36					0.5590	18.65
VB (PORTICO B) 8N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		24	33.36					0.5590	18.65
VB (PORTICO B) 8N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VB (PORTICO B) 8N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VC (PORTICO C) 1N-7N (Long.)	5/8	14	9.05	0.10	0.60	2			273.00			1.5520	423.70
VC (PORTICO C) 1N-7N (Long.)	5/8	14	11.74	0.10	0.60	2			348.32			1.5520	540.59
VC (PORTICO C) 1N-7N (Estribo)	3/8	14	1.18	0.11		15	270.90					0.5590	151.43
VC (PORTICO C) 1N-7N (Estribo)	3/8	14	1.18	0.11		16	288.96					0.5590	161.53
VC (PORTICO C) 1N-7N (Long.)	5/8	14	2.74	0.10		2			79.52			1.5520	123.42
VC (PORTICO C) 1N-7N (Estribo)	3/8	14	0.48	0.11		28	231.28					0.5590	129.29
VC (PORTICO C) 8N (Long.)	5/8	2	9.05	0.10	0.60	2			39.00			1.5520	60.53
VC (PORTICO C) 8N (Long.)	5/8	2	11.74	0.10	0.60	2			49.76			1.5520	77.23
VC (PORTICO C) 8N (Estribo)	3/8	2	1.18	0.11		15	38.70					0.5590	21.63
VC (PORTICO C) 8N (Estribo)	3/8	2	1.18	0.11		16	41.28					0.5590	23.08
VC (PORTICO C) 8N (Long.)	5/8	2	2.74	0.10		2			11.36			1.5520	17.63
VC (PORTICO C) 8N (Estribo)	3/8	2	0.48	0.11		28	33.04					0.5590	18.47
VD (PORTICO D) 1N (Long.)	5/8	1	26.92	0.10	0.60	4			110.48			1.5520	171.46
VD (PORTICO D) 1N (Long.)	5/8	2	1.30	0.10		1			2.80			1.5520	4.35
VD (PORTICO D) 1N (Long.)	1/2	2	1.55			1		3.10				0.9940	3.08
VD (PORTICO D) 1N (Long.)	5/8	2	1.95			1			3.90			1.5520	6.05
VD (PORTICO D) 1N (Long.)	1/2	1	1.90			1		1.90				0.9940	1.89
VD (PORTICO D) 1N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.19		22	32.34					0.5590	18.08
VD (PORTICO D) 1N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.19		24	35.28					0.5590	19.72
VD (PORTICO D) 1N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.19		24	35.28					0.5590	19.72
VD (PORTICO D) 1N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.19		24	35.28					0.5590	19.72
VD (PORTICO D) 1N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.19		24	35.28					0.5590	19.72
VD (PORTICO D) 1N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.19		22	32.34					0.5590	18.08
VD (PORTICO D) 2N (Long.)	5/8	1	26.92	0.10	0.60	4			110.48			1.5520	171.46
VD (PORTICO D) 2N (Long.)	5/8	2	1.45	0.10		2			6.20			1.5520	9.62
VD (PORTICO D) 2N (Long.)	5/8	2	1.95			1			3.90			1.5520	6.05
VD (PORTICO D) 2N (Long.)	5/8	2	2.05			2			8.20			1.5520	12.73
VD (PORTICO D) 2N (Long.)	5/8	1	2.30			1			2.30			1.5520	3.57
VD (PORTICO D) 2N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.19		22	32.34					0.5590	18.08
VD (PORTICO D) 2N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.19		24	35.28					0.5590	19.72
VD (PORTICO D) 2N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.19		24	35.28					0.5590	19.72
VD (PORTICO D) 2N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.19		24	35.28					0.5590	19.72
VD (PORTICO D) 2N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.19		24	35.28					0.5590	19.72
VD (PORTICO D) 2N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.19		22	32.34					0.5590	18.08
VD (PORTICO D) 3N-4N (Long.)	5/8	2	26.92	0.10	0.60	4			220.96			1.5520	342.93
VD (PORTICO D) 3N-4N (Long.)	3/4	4	1.70	0.23		2				15.44		2.2350	34.51

VD (PORTICO D) 3N-4N (Long.)	5/8	4	1.95			1			7.80			1.5520	12.11
VD (PORTICO D) 3N-4N (Long.)	5/8	4	2.05			2			16.40			1.5520	25.45
VD (PORTICO D) 3N-4N (Long.)	5/8	2	2.70			1			5.40			1.5520	8.38
VD (PORTICO D) 3N-4N (Long.)	1/2	2	1.90			1		3.80				0.9940	3.78
VD (PORTICO D) 3N-4N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.19		22	64.68					0.5590	36.16
VD (PORTICO D) 3N-4N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.19		24	70.56					0.5590	39.44
VD (PORTICO D) 3N-4N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.19		24	70.56					0.5590	39.44
VD (PORTICO D) 3N-4N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.19		24	70.56					0.5590	39.44
VD (PORTICO D) 3N-4N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.19		24	70.56					0.5590	39.44
VD (PORTICO D) 3N-4N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.19		22	64.68					0.5590	36.16
VD (PORTICO D) 5N-7N (Long.)	5/8	2	26.92	0.10	0.60	4			220.96			1.5520	342.93
VD (PORTICO D) 5N-7N (Long.)	3/4	4	1.70	0.23		2				15.44		2.2350	34.51
VD (PORTICO D) 5N-7N (Long.)	5/8	4	1.95			1			7.80			1.5520	12.11
VD (PORTICO D) 5N-7N (Long.)	3/4	4	2.25			2				18.00		2.2350	40.23
VD (PORTICO D) 5N-7N (Long.)	5/8	4	2.70			1			10.80			1.5520	16.76
VD (PORTICO D) 5N-7N (Long.)	1/2	2	1.90			1		3.80				0.9940	3.78
VD (PORTICO D) 5N-7N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.19		22	64.68					0.5590	36.16
VD (PORTICO D) 5N-7N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.19		24	70.56					0.5590	39.44
VD (PORTICO D) 5N-7N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.19		24	70.56					0.5590	39.44
VD (PORTICO D) 5N-7N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.19		24	70.56					0.5590	39.44
VD (PORTICO D) 5N-7N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.19		24	70.56					0.5590	39.44
VD (PORTICO D) 5N-7N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.19		22	64.68					0.5590	36.16
VD (PORTICO D) 8N (Long.)	5/8	1	26.92	0.10	0.60	4			110.48			1.5520	171.46
VD (PORTICO D) 8N (Long.)	5/8	2	1.45	0.10		2			6.20			1.5520	9.62
VD (PORTICO D) 8N (Long.)	1/2	2	1.85			2		7.40				0.9940	7.36
VD (PORTICO D) 8N (Long.)	1/2	2	2.30			1		4.60				0.9940	4.57
VD (PORTICO D) 8N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.19		22	32.34					0.5590	18.08
VD (PORTICO D) 8N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.19		24	35.28					0.5590	19.72
VD (PORTICO D) 8N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.19		24	35.28					0.5590	19.72
VD (PORTICO D) 8N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.19		24	35.28					0.5590	19.72
VD (PORTICO D) 8N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.19		24	35.28					0.5590	19.72
VD (PORTICO D) 8N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.19		22	32.34					0.5590	18.08
VE (PORTICO E, EJES 1 Y 3) 1N (Long.)	5/8	1	9.06	0.10	0.60	4			39.04			1.5520	60.59
VE (PORTICO E, EJES 1 Y 3) 1N (Long.)	5/8	1	1.25	0.10		2			2.70			1.5520	4.19
VE (PORTICO E, EJES 1 Y 3) 1N (Long.)	1/2	1	1.85			1		1.85				0.9940	1.84
VE (PORTICO E, EJES 1 Y 3) 1N (Long.)	5/8	1	1.15	0.10		1			1.25			1.5520	1.94
VE (PORTICO E, EJES 1 Y 3) 1N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VE (PORTICO E, EJES 1 Y 3) 1N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		24	33.36					0.5590	18.65
VE (PORTICO E, EJES 1 Y 3) 2N (Long.)	5/8	1	9.06	0.10	0.60	4			39.04			1.5520	60.59
VE (PORTICO E, EJES 1 Y 3) 2N (Long.)	3/4	1	1.40	0.23		2				3.26		2.2350	7.29
VE (PORTICO E, EJES 1 Y 3) 2N (Long.)	5/8	1	2.05			2			4.10			1.5520	6.36
VE (PORTICO E, EJES 1 Y 3) 2N (Long.)	5/8	1	1.20	0.10		1			1.30			1.5520	2.02
VE (PORTICO E, EJES 1 Y 3) 2N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VE (PORTICO E, EJES 1 Y 3) 2N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		24	33.36					0.5590	18.65
VE (PORTICO E, EJES 1 Y 3) 3N-4N (Long.)	3/4	2	9.06	0.23	0.60	2				39.56		2.2350	88.42
VE (PORTICO E, EJES 1 Y 3) 3N-4N (Long.)	5/8	2	9.06	0.10	0.60	2			39.04			1.5520	60.59
VE (PORTICO E, EJES 1 Y 3) 3N-4N (Long.)	3/4	2	1.40	0.23		2				6.52		2.2350	14.57
VE (PORTICO E, EJES 1 Y 3) 3N-4N (Long.)	5/8	2	2.05			1			4.10			1.5520	6.36
VE (PORTICO E, EJES 1 Y 3) 3N-4N (Long.)	5/8	2	1.20	0.10		2			5.20			1.5520	8.07
VE (PORTICO E, EJES 1 Y 3) 3N-4N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.11		23	63.94					0.5590	35.74
VE (PORTICO E, EJES 1 Y 3) 3N-4N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.11		24	66.72					0.5590	37.30
VE (PORTICO E, EJES 1 Y 3) 5N-7N (Long.)	3/4	3	9.06	0.23	0.60	2				59.34		2.2350	132.62
VE (PORTICO E, EJES 1 Y 3) 5N-7N (Long.)	5/8	3	9.06	0.10	0.60	2			58.56			1.5520	90.89

VE (PORTICO E. EJES 1 Y 3) 5N-7N (Long.)	3/4	3	1.40	0.23		3				14.67		2.2350	32.79
VE (PORTICO E. EJES 1 Y 3) 5N-7N (Long.)	5/8	3	2.05			1			6.15			1.5520	9.54
VE (PORTICO E. EJES 1 Y 3) 5N-7N (Long.)	5/8	3	1.20	0.10		2			7.80			1.5520	12.11
VE (PORTICO E. EJES 1 Y 3) 5N-7N (Estribo)	3/8	3	1.28	0.11		23	95.91					0.5590	53.61
VE (PORTICO E. EJES 1 Y 3) 5N-7N (Estribo)	3/8	3	1.28	0.11		24	100.08					0.5590	55.94
VE (PORTICO E. EJES 1 Y 3) 8N (Long.)	5/8	2	9.06	0.10	0.60	4			78.08			1.5520	121.18
VE (PORTICO E. EJES 1 Y 3) 8N (Long.)	3/4	2	1.40	0.23		2				6.52		2.2350	14.57
VE (PORTICO E. EJES 1 Y 3) 8N (Long.)	5/8	2	2.05			1			4.10			1.5520	6.36
VE (PORTICO E. EJES 1 Y 3) 8N (Long.)	5/8	2	1.20	0.10		2			5.20			1.5520	8.07
VE (PORTICO E. EJES 1 Y 3) 8N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.11		23	63.94					0.5590	35.74
VE (PORTICO E. EJES 1 Y 3) 8N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.11		24	66.72					0.5590	37.30
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 1N (Long.)	5/8	1	9.06	0.10	0.60	4			39.04			1.5520	60.59
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 1N (Long.)	5/8	1	1.15	0.10		1			1.25			1.5520	1.94
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 1N (Long.)	1/2	1	1.85			1		1.85				0.9940	1.84
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 1N (Long.)	5/8	1	1.25	0.10		2			2.70			1.5520	4.19
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 1N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 1N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		24	33.36					0.5590	18.65
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 2N (Long.)	5/8	1	9.06	0.10	0.60	4			39.04			1.5520	60.59
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 2N (Long.)	5/8	1	1.40	0.10		2			3.00			1.5520	4.66
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 2N (Long.)	5/8	1	2.05			2			4.10			1.5520	6.36
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 2N (Long.)	3/4	1	1.40	0.10		2				3.00		2.2350	6.71
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 2N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		23	31.97					0.5590	17.87
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 2N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		24	33.36					0.5590	18.65
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 3N-4N (Long.)	3/4	2	9.06	0.23	0.60	2				39.56		2.2350	88.42
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 3N-4N (Long.)	5/8	2	9.06	0.10	0.60	2			39.04			1.5520	60.59
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 3N-4N (Long.)	5/8	2	1.20	0.10		2			5.20			1.5520	8.07
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 3N-4N (Long.)	5/8	2	2.05			1			4.10			1.5520	6.36
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 3N-4N (Long.)	3/4	2	1.40	0.23		2				6.52		2.2350	14.57
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 3N-4N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.11		23	63.94					0.5590	35.74
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 3N-4N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.11		24	66.72					0.5590	37.30
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 5N-7N (Long.)	3/4	3	9.06	0.23	0.60	2				59.34		2.2350	132.62
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 5N-7N (Long.)	5/8	3	9.06	0.10	0.60	2			58.56			1.5520	90.89
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 5N-7N (Long.)	5/8	3	1.40	0.10		2			9.00			1.5520	13.97
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 5N-7N (Long.)	5/8	3	2.05			1			6.15			1.5520	9.54
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 5N-7N (Long.)	3/4	3	1.40	0.23		2				9.78		2.2350	21.86
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 5N-7N (Estribo)	3/8	3	1.28	0.11		23	95.91					0.5590	53.61
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 5N-7N (Estribo)	3/8	3	1.28	0.11		24	100.08					0.5590	55.94
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 8N (Long.)	5/8	2	9.06	0.10	0.60	4			78.08			1.5520	121.18
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 8N (Long.)	5/8	2	1.40	0.10		2			6.00			1.5520	9.31
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 8N (Long.)	5/8	2	2.05			2			8.20			1.5520	12.73
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 8N (Long.)	3/4	2	1.40	0.23		2				6.52		2.2350	14.57
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 8N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.11		23	63.94					0.5590	35.74
VE (PORTICO E. EJES 5 Y 7) 8N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.11		24	66.72					0.5590	37.30
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 1N (Long.)	3/4	2	9.05	0.23	0.75	4				80.24		2.2350	179.34
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 1N (Long.)	5/8	2	1.75			2			7.00			1.5520	10.86
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 1N (Long.)	5/8	2	1.50	0.10		1			3.20			1.5520	4.97
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 1N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.11		13	36.14					0.5590	20.20
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 1N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.11		22	61.16					0.5590	34.19
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 2N (Long.)	3/4	2	9.05	0.23	0.75	4				80.24		2.2350	179.34
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 2N (Long.)	3/4	2	1.75			3				10.50		2.2350	23.47
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 2N (Long.)	5/8	2	1.50	0.10		3			9.60			1.5520	14.90

VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		13	**36.14**			0.5590	**20.20**
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		22	**61.16**			0.5590	**34.19**
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 3N (Long.)	**3/4**	2	9.05	0.23	0.75	4			**80.24**	2.2350	**179.34**
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 3N (Long.)	**3/4**	2	1.90			3			**11.40**	2.2350	**25.48**
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 3N (Long.)	**5/8**	2	1.50	0.10		4		**12.80**		1.5520	**19.87**
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 3N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		13	**36.14**			0.5590	**20.20**
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 3N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		22	**61.16**			0.5590	**34.19**
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 4N-7N (Long.)	**3/4**	6	9.05	0.23	0.75	4			**240.72**	2.2350	**538.01**
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 4N-7N (Long.)	**3/4**	6	2.55			3			**45.90**	2.2350	**102.59**
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 4N-7N (Long.)	**5/8**	6	1.50			2		**18.00**		1.5520	**27.94**
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 4N-7N (Long.)	**5/8**	6	1.50	0.10		4		**38.40**		1.5520	**59.60**
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 4N-7N (Estribo)	**3/8**	6	1.28	0.11		13	**108.42**			0.5590	**60.61**
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 4N-7N (Estribo)	**3/8**	6	1.28	0.11		22	**183.48**			0.5590	**102.57**
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 8N (Long.)	**3/4**	2	9.05	0.23	0.75	4			**80.24**	2.2350	**179.34**
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 8N (Long.)	**3/4**	2	1.90			3			**11.40**	2.2350	**25.48**
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 8N (Long.)	**5/8**	2	1.50	0.10		4		**12.80**		1.5520	**19.87**
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 8N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		13	**36.14**			0.5590	**20.20**
VF (PORTICO F - EJES 1 Y 3, 5 Y 7) 8N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		22	**61.16**			0.5590	**34.19**
VG (PORTICO G) 1N-8N (Long.)	**5/8**	16	4.67	0.10		4		**305.28**		1.5520	**473.79**
VG (PORTICO G) 1N-8N (Estribo)	**3/8**	16	0.78	0.11		24	**341.76**			0.5590	**191.04**
VI (PORTICO I) 1N (Long.)	**3/4**	1	22.15	0.23	0.75	4			**92.52**	2.2350	**206.78**
VI (PORTICO I) 1N (Long.)	**5/8**	1	1.75			2		**3.50**		1.5520	**5.43**
VI (PORTICO I) 1N (Long.)	**5/8**	1	1.60			1		**1.60**		1.5520	**2.48**
VI (PORTICO I) 1N (Long.)	**5/8**	1	2.05			1		**2.05**		1.5520	**3.18**
VI (PORTICO I) 1N (Long.)	**3/4**	1	4.58			4			**18.32**	2.2350	**40.95**
VI (PORTICO I) 1N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		15	**20.85**			0.5590	**11.66**
VI (PORTICO I) 1N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		25	**34.75**			0.5590	**19.43**
VI (PORTICO I) 1N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		24	**33.36**			0.5590	**18.65**
VI (PORTICO I) 1N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		17	**23.63**			0.5590	**13.21**
VI (PORTICO I) 1N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		12	**16.68**			0.5590	**9.32**
VI (PORTICO I) 2N-7N (Long.)	**3/4**	6	22.15	0.23	0.75	4			**555.12**	2.2350	**1240.69**
VI (PORTICO I) 2N-7N (Long.)	**3/4**	6	1.95			6			**70.20**	2.2350	**156.90**
VI (PORTICO I) 2N-7N (Long.)	**3/4**	6	2.45			4			**58.80**	2.2350	**131.42**
VI (PORTICO I) 2N-7N (Long.)	**3/4**	6	5.38			6			**193.68**	2.2350	**432.87**
VI (PORTICO I) 2N-7N (Long.)	**3/4**	6	4.58			4			**109.92**	2.2350	**245.67**
VI (PORTICO I) 2N-7N (Estribo)	**3/8**	6	1.28	0.11		15	**125.10**			0.5590	**69.93**
VI (PORTICO I) 2N-7N (Estribo)	**3/8**	6	1.28	0.11		25	**208.50**			0.5590	**116.55**
VI (PORTICO I) 2N-7N (Estribo)	**3/8**	6	1.28	0.11		24	**200.16**			0.5590	**111.89**
VI (PORTICO I) 2N-7N (Estribo)	**3/8**	6	1.28	0.11		17	**141.78**			0.5590	**79.26**
VI (PORTICO I) 2N-7N (Estribo)	**3/8**	6	1.28	0.11		12	**100.08**			0.5590	**55.94**
VI (PORTICO I) 8N (Long.)	**3/4**	1	22.15	0.23	0.75	4			**92.52**	2.2350	**206.78**
VI (PORTICO I) 8N (Long.)	**3/4**	1	1.95			5			**9.75**	2.2350	**21.79**
VI (PORTICO I) 8N (Long.)	**3/4**	1	2.45			2			**4.90**	2.2350	**10.95**
VI (PORTICO I) 8N (Long.)	**3/4**	1	4.58			4			**18.32**	2.2350	**40.95**
VI (PORTICO I) 8N (Long.)	**3/4**	1	5.38			2			**10.76**	2.2350	**24.05**
VI (PORTICO I) 8N (Long.)	**3/4**	1	4.58			4			**18.32**	2.2350	**40.95**
VI (PORTICO I) 8N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		15	**20.85**			0.5590	**11.66**
VI (PORTICO I) 8N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		25	**34.75**			0.5590	**19.43**
VI (PORTICO I) 8N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		24	**33.36**			0.5590	**18.65**
VI (PORTICO I) 8N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		17	**23.63**			0.5590	**13.21**
VI (PORTICO I) 8N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		12	**16.68**			0.5590	**9.32**

V2 (PORTICO 2) IN-2N (Long.)	3/4	2	23.97	0.23	0.75	4			199.60		2.2350	446.11
V2 (PORTICO 2) IN-2N (Long.)	3/4	2	1.45	0.23		3			10.08		2.2350	22.53
V2 (PORTICO 2) IN-2N (Long.)	5/8	2	2.70			2		10.80			1.5520	16.76
V2 (PORTICO 2) IN-2N (Long.)	5/8	2	2.30			1		4.60			1.5520	7.14
V2 (PORTICO 2) IN-2N (Long.)	3/4	2	2.25			1			4.50		2.2350	10.06
V2 (PORTICO 2) IN-2N (Long.)	3/4	2	2.50			2			10.00		2.2350	22.35
V2 (PORTICO 2) IN-2N (Long.)	3/4	2	2.50			2			10.00		2.2350	22.35
V2 (PORTICO 2) IN-2N (Long.)	3/4	2	2.05			1			4.10		2.2350	9.16
V2 (PORTICO 2) IN-2N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.11		27	75.06				0.5590	41.96
V2 (PORTICO 2) IN-2N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.11		24	66.72				0.5590	37.30
V2 (PORTICO 2) IN-2N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.11		24	66.72				0.5590	37.30
V2 (PORTICO 2) IN-2N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.11		17	47.26				0.5590	26.42
V2 (PORTICO 2) IN-2N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.11		21	58.38				0.5590	32.63
V2 (PORTICO 2) IN-2N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.11		11	30.58				0.5590	17.09
V2 (PORTICO 2) 3N-7N (Long.)	3/4	5	23.97	0.23	0.75	4			499.00		2.2350	1115.27
V2 (PORTICO 2) 3N-7N (Long.)	3/4	5	1.90	0.23		3			31.95		2.2350	71.41
V2 (PORTICO 2) 3N-7N (Long.)	5/8	5	1.00	0.10		2		11.00			1.5520	17.07
V2 (PORTICO 2) 3N-7N (Long.)	5/8	5	2.50			1		12.50			1.5520	19.40
V2 (PORTICO 2) 3N-7N (Long.)	3/4	5	2.70			2			27.00		2.2350	60.35
V2 (PORTICO 2) 3N-7N (Long.)	3/4	5	2.25			1			11.25		2.2350	25.14
V2 (PORTICO 2) 3N-7N (Long.)	3/4	5	2.50			3			37.50		2.2350	83.81
V2 (PORTICO 2) 3N-7N (Long.)	3/4	5	2.50			4			50.00		2.2350	111.75
V2 (PORTICO 2) 3N-7N (Long.)	3/4	5	2.05			2			20.50		2.2350	45.82
V2 (PORTICO 2) 3N-7N (Estribo)	3/8	5	1.28	0.11		27	187.65				0.5590	104.90
V2 (PORTICO 2) 3N-7N (Estribo)	3/8	5	1.28	0.11		24	166.80				0.5590	93.24
V2 (PORTICO 2) 3N-7N (Estribo)	3/8	5	1.28	0.11		24	166.80				0.5590	93.24
V2 (PORTICO 2) 3N-7N (Estribo)	3/8	5	1.28	0.11		17	118.15				0.5590	66.05
V2 (PORTICO 2) 3N-7N (Estribo)	3/8	5	1.28	0.11		21	145.95				0.5590	81.59
V2 (PORTICO 2) 3N-7N (Estribo)	3/8	5	1.28	0.11		11	76.45				0.5590	42.74
V2 (PORTICO 2) 8N (Long.)	3/4	1	23.97	0.23	0.75	4			99.80		2.2350	223.05
V2 (PORTICO 2) 8N (Long.)	3/4	1	1.25	0.23		3			4.44		2.2350	9.92
V2 (PORTICO 2) 8N (Long.)	5/8	1	2.30			2		4.60			1.5520	7.14
V2 (PORTICO 2) 8N (Long.)	3/4	1	2.25			1			2.25		2.2350	5.03
V2 (PORTICO 2) 8N (Long.)	3/4	1	2.50			1			2.50		2.2350	5.59
V2 (PORTICO 2) 8N (Long.)	3/4	1	2.50			2			5.00		2.2350	11.18
V2 (PORTICO 2) 8N (Long.)	3/4	1	2.05			2			4.10		2.2350	9.16
V2 (PORTICO 2) 8N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		27	37.53				0.5590	20.98
V2 (PORTICO 2) 8N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		24	33.36				0.5590	18.65
V2 (PORTICO 2) 8N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		24	33.36				0.5590	18.65
V2 (PORTICO 2) 8N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		17	23.63				0.5590	13.21
V2 (PORTICO 2) 8N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		21	29.19				0.5590	16.32
V2 (PORTICO 2) 8N (Estribo)	3/8	1	1.28	0.11		11	15.29				0.5590	8.55
V3 (PORTICO 3) IN-2N (Long.)	3/4	2	23.97	0.23	0.75	4			199.60		2.2350	446.11
V3 (PORTICO 3) IN-2N (Long.)	3/4	2	1.65	0.23		3			11.28		2.2350	25.21
V3 (PORTICO 3) IN-2N (Long.)	5/8	2	2.70			2		10.80			1.5520	16.76
V3 (PORTICO 3) IN-2N (Long.)	5/8	2	2.30			1		4.60			1.5520	7.14
V3 (PORTICO 3) IN-2N (Long.)	3/4	2	2.25			1			4.50		2.2350	10.06
V3 (PORTICO 3) IN-2N (Long.)	3/4	2	1.90			2			7.60		2.2350	16.99
V3 (PORTICO 3) IN-2N (Long.)	5/8	2	1.65			1		3.30			1.5520	5.12
V3 (PORTICO 3) IN-2N (Long.)	3/4	2	1.90			2			7.60		2.2350	16.99
V3 (PORTICO 3) IN-2N (Long.)	5/8	2	1.65			1		3.30			1.5520	5.12
V3 (PORTICO 3) IN-2N (Long.)	5/8	2	1.80			1		3.60			1.5520	5.59
V3 (PORTICO 3) IN-2N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.11		26	72.28				0.5590	40.40
V3 (PORTICO 3) IN-2N (Estribo)	3/8	2	1.28	0.11		24	66.72				0.5590	37.30

V3 (PORTICO 3) IN-2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		25	**69.50**				0.5590	**38.85**
V3 (PORTICO 3) IN-2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		11	**30.58**				0.5590	**17.09**
V3 (PORTICO 3) IN-2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		22	**61.16**				0.5590	**34.19**
V3 (PORTICO 3) IN-2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		11	**30.58**				0.5590	**17.09**
V3 (PORTICO 3) 3N-7N (Long.)	**3/4**	5	23.97	0.23	0.75	4			**499.00**		2.2350	**1115.27**
V3 (PORTICO 3) 3N-7N (Long.)	**3/4**	5	1.65	0.23		3			**28.20**		2.2350	**63.03**
V3 (PORTICO 3) 3N-7N (Long.)	**5/8**	5	2.70			4		**54.00**			1.5520	**83.81**
V3 (PORTICO 3) 3N-7N (Long.)	**3/4**	5	2.25			2			**22.50**		2.2350	**50.29**
V3 (PORTICO 3) 3N-7N (Long.)	**3/4**	5	1.90			3			**28.50**		2.2350	**63.70**
V3 (PORTICO 3) 3N-7N (Long.)	**5/8**	5	1.65			2		**16.50**			1.5520	**25.61**
V3 (PORTICO 3) 3N-7N (Long.)	**3/4**	5	1.65			2			**16.50**		2.2350	**36.88**
V3 (PORTICO 3) 3N-7N (Long.)	**5/8**	5	1.65			2		**16.50**			1.5520	**25.61**
V3 (PORTICO 3) 3N-7N (Long.)	**5/8**	5	1.80			3		**27.00**			1.5520	**41.90**
V3 (PORTICO 3) 3N-7N (Estribo)	**3/8**	5	1.28	0.11		26	**180.70**				0.5590	**101.01**
V3 (PORTICO 3) 3N-7N (Estribo)	**3/8**	5	1.28	0.11		24	**166.80**				0.5590	**93.24**
V3 (PORTICO 3) 3N-7N (Estribo)	**3/8**	5	1.28	0.11		25	**173.75**				0.5590	**97.13**
V3 (PORTICO 3) 3N-7N (Estribo)	**3/8**	5	1.28	0.11		11	**76.45**				0.5590	**42.74**
V3 (PORTICO 3) 3N-7N (Estribo)	**3/8**	5	1.28	0.11		22	**152.90**				0.5590	**85.47**
V3 (PORTICO 3) 3N-7N (Estribo)	**3/8**	5	1.28	0.11		11	**76.45**				0.5590	**42.74**
V3 (PORTICO 3) 8N (Long.)	**3/4**	1	23.97	0.23	0.75	4			**99.80**		2.2350	**223.05**
V3 (PORTICO 3) 8N (Long.)	**3/4**	1	1.65	0.23		3			**5.64**		2.2350	**12.61**
V3 (PORTICO 3) 8N (Long.)	**5/8**	1	2.70			2		**5.40**			1.5520	**8.38**
V3 (PORTICO 3) 8N (Long.)	**5/8**	1	2.30			1		**2.30**			1.5520	**3.57**
V3 (PORTICO 3) 8N (Long.)	**3/4**	1	2.25			1			**2.25**		2.2350	**5.03**
V3 (PORTICO 3) 8N (Long.)	**3/4**	1	1.90			2			**3.80**		2.2350	**8.49**
V3 (PORTICO 3) 8N (Long.)	**5/8**	1	1.65			1		**1.65**			1.5520	**2.56**
V3 (PORTICO 3) 8N (Long.)	**3/4**	1	1.90			2			**3.80**		2.2350	**8.49**
V3 (PORTICO 3) 8N (Long.)	**5/8**	1	1.65			1		**1.65**			1.5520	**2.56**
V3 (PORTICO 3) 8N (Long.)	**5/8**	1	1.80			1		**1.80**			1.5520	**2.79**
V3 (PORTICO 3) 8N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		26	**36.14**				0.5590	**20.20**
V3 (PORTICO 3) 8N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		24	**33.36**				0.5590	**18.65**
V3 (PORTICO 3) 8N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		25	**34.75**				0.5590	**19.43**
V3 (PORTICO 3) 8N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		11	**15.29**				0.5590	**8.55**
V3 (PORTICO 3) 8N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		22	**30.58**				0.5590	**17.09**
V3 (PORTICO 3) 8N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		11	**15.29**				0.5590	**8.55**
V4 (PORTICO 4) IN-7N (Long.)	**5/8**	7	9.36	0.10	0.60	2		**140.84**			1.5520	**218.58**
V4 (PORTICO 4) IN-7N (Long.)	**5/8**	1	5.56	0.10		2		**11.32**			1.5520	**17.57**
V4 (PORTICO 4) IN-7N (Long.)	**5/8**	1	4.79	0.10		2		**9.78**			1.5520	**15.18**
V4 (PORTICO 4) IN-7N (Long.)	**5/8**	1	4.09	0.10		4		**16.76**			1.5520	**26.01**
V4 (PORTICO 4) IN-7N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		15	**20.85**				0.5590	**11.66**
V4 (PORTICO 4) IN-7N (Estribo)	**3/8**	1	0.48	0.11		26	**15.34**				0.5590	**8.58**
V4 (PORTICO 4) IN-7N (Estribo)	**3/8**	1	0.48	0.11		24	**14.16**				0.5590	**7.92**
V4 (PORTICO 4) 8N (Long.)	**5/8**	1	9.36	0.10	0.60	2		**20.12**			1.5520	**31.23**
V4 (PORTICO 4) 8N (Long.)	**5/8**	1	5.56	0.10		2		**11.32**			1.5520	**17.57**
V4 (PORTICO 4) 8N (Long.)	**5/8**	1	4.79	0.10		2		**9.78**			1.5520	**15.18**
V4 (PORTICO 4) 8N (Long.)	**5/8**	1	4.09	0.10		4		**16.76**			1.5520	**26.01**
V4 (PORTICO 4) 8N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		15	**20.85**				0.5590	**11.66**
V4 (PORTICO 4) 8N (Estribo)	**3/8**	1	0.48	0.11		26	**15.34**				0.5590	**8.58**
V4 (PORTICO 4) 8N (Estribo)	**3/8**	1	0.48	0.11		24	**14.16**				0.5590	**7.92**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Long.)	**3/4**	2	23.97	0.23	0.75	4			**199.60**		2.2350	**446.11**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Long.)	**3/4**	2	1.65	0.23		3			**11.28**		2.2350	**25.21**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Long.)	**5/8**	2	2.70			2		**10.80**			1.5520	**16.76**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Long.)	**5/8**	2	2.30			1		**4.60**			1.5520	**7.14**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Long.)	**3/4**	2	2.25			1			**4.50**		2.2350	**10.06**

V5 (PORTICO 5) IN-2N (Long.)	**3/4**	2	1.90			2				7.60		2.2350	**16.99**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Long.)	**5/8**	2	1.65			1			3.30			1.5520	**5.12**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Long.)	**3/4**	2	1.90			2				7.60		2.2350	**16.99**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Long.)	**5/8**	2	1.65			1			3.30			1.5520	**5.12**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Long.)	**5/8**	2	1.80			1			3.60			1.5520	**5.59**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		26	**72.28**					0.5590	**40.40**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		24	**66.72**					0.5590	**37.30**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		25	**69.50**					0.5590	**38.85**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		9	**25.02**					0.5590	**13.99**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		22	**61.16**					0.5590	**34.19**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		11	**30.58**					0.5590	**17.09**
V5 (PORTICO 5) 3N-7N (Long.)	**3/4**	5	23.97	0.23	0.75	4				499.00		2.2350	**1115.27**
V5 (PORTICO 5) 3N-7N (Long.)	**3/4**	5	1.65	0.23		3				28.20		2.2350	**63.03**
V5 (PORTICO 5) 3N-7N (Long.)	**5/8**	5	2.70			4			54.00			1.5520	**83.81**
V5 (PORTICO 5) 3N-7N (Long.)	**3/4**	5	2.25			2				22.50		2.2350	**50.29**
V5 (PORTICO 5) 3N-7N (Long.)	**3/4**	5	1.90			3				28.50		2.2350	**63.70**
V5 (PORTICO 5) 3N-7N (Long.)	**5/8**	5	1.65			2			16.50			1.5520	**25.61**
V5 (PORTICO 5) 3N-7N (Long.)	**3/4**	5	1.90			3				28.50		2.2350	**63.70**
V5 (PORTICO 5) 3N-7N (Long.)	**5/8**	5	1.65			2			16.50			1.5520	**25.61**
V5 (PORTICO 5) 3N-7N (Long.)	**5/8**	5	1.80			1			9.00			1.5520	**13.97**
V5 (PORTICO 5) 3N-7N (Estribo)	**3/8**	5	1.28	0.11		26	**180.70**					0.5590	**101.01**
V5 (PORTICO 5) 3N-7N (Estribo)	**3/8**	5	1.28	0.11		24	**166.80**					0.5590	**93.24**
V5 (PORTICO 5) 3N-7N (Estribo)	**3/8**	5	1.28	0.11		25	**173.75**					0.5590	**97.13**
V5 (PORTICO 5) 3N-7N (Estribo)	**3/8**	5	1.28	0.11		9	**62.55**					0.5590	**34.97**
V5 (PORTICO 5) 3N-7N (Estribo)	**3/8**	5	1.28	0.11		22	**152.90**					0.5590	**85.47**
V5 (PORTICO 5) 3N-7N (Estribo)	**3/8**	5	1.28	0.11		11	**76.45**					0.5590	**42.74**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Long.)	**3/4**	2	23.97	0.23	0.75	4				199.60		2.2350	**446.11**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Long.)	**3/4**	2	1.65	0.23		3				11.28		2.2350	**25.21**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Long.)	**5/8**	2	2.70			2			10.80			1.5520	**16.76**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Long.)	**5/8**	2	2.30			1			4.60			1.5520	**7.14**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Long.)	**3/4**	2	2.25			1				4.50		2.2350	**10.06**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Long.)	**3/4**	2	1.90			2				7.60		2.2350	**16.99**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Long.)	**5/8**	2	1.65			1			3.30			1.5520	**5.12**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Long.)	**3/4**	2	1.90			2				7.60		2.2350	**16.99**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Long.)	**5/8**	2	1.65			1			3.30			1.5520	**5.12**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Long.)	**5/8**	2	1.80			1			3.60			1.5520	**5.59**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		26	**72.28**					0.5590	**40.40**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		24	**66.72**					0.5590	**37.30**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		25	**69.50**					0.5590	**38.85**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		9	**25.02**					0.5590	**13.99**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		22	**61.16**					0.5590	**34.19**
V5 (PORTICO 5) IN-2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		11	**30.58**					0.5590	**17.09**
V6 (PORTICO 6) IN-2N (Long.)	**3/4**	2	24.05	0.23	0.75	4				200.24		2.2350	**447.54**
V6 (PORTICO 6) IN-2N (Long.)	**3/4**	2	1.45	0.23		3				10.08		2.2350	**22.53**
V6 (PORTICO 6) IN-2N (Long.)	**5/8**	2	2.70			2			10.80			1.5520	**16.76**
V6 (PORTICO 6) IN-2N (Long.)	**5/8**	2	2.30			1			4.60			1.5520	**7.14**
V6 (PORTICO 6) IN-2N (Long.)	**3/4**	2	2.25			1				4.50		2.2350	**10.06**
V6 (PORTICO 6) IN-2N (Long.)	**3/4**	2	2.50			2				10.00		2.2350	**22.35**
V6 (PORTICO 6) IN-2N (Long.)	**3/4**	2	2.50			2				10.00		2.2350	**22.35**
V6 (PORTICO 6) IN-2N (Long.)	**3/4**	2	2.05			1				4.10		2.2350	**9.16**
V6 (PORTICO 6) IN-2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		27	**75.06**					0.5590	**41.96**
V6 (PORTICO 6) IN-2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		24	**66.72**					0.5590	**37.30**
V6 (PORTICO 6) IN-2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		24	**66.72**					0.5590	**37.30**
V6 (PORTICO 6) IN-2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		17	**47.26**					0.5590	**26.42**
V6 (PORTICO 6) IN-2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		21	**58.38**					0.5590	**32.63**
V6 (PORTICO 6) IN-2N (Estribo)	**3/8**	2	1.28	0.11		11	**30.58**					0.5590	**17.09**

V6 (PORTICO 6) 3N-7N (Long.)	**3/4**	5	24.05	0.23	0.75	4				**500.60**	2.2350	**1118.84**
V6 (PORTICO 6) 3N-7N (Long.)	**3/4**	5	1.90	0.23		3				**31.95**	2.2350	**71.41**
V6 (PORTICO 6) 3N-7N (Long.)	**5/8**	5	1.00	0.10		2		**11.00**			1.5520	**17.07**
V6 (PORTICO 6) 3N-7N (Long.)	**5/8**	5	2.50			1		**12.50**			1.5520	**19.40**
V6 (PORTICO 6) 3N-7N (Long.)	**3/4**	5	2.70			2				**27.00**	2.2350	**60.35**
V6 (PORTICO 6) 3N-7N (Long.)	**3/4**	5	2.25			1				**11.25**	2.2350	**25.14**
V6 (PORTICO 6) 3N-7N (Long.)	**3/4**	5	2.50			3				**37.50**	2.2350	**83.81**
V6 (PORTICO 6) 3N-7N (Long.)	**3/4**	5	2.50			4				**50.00**	2.2350	**111.75**
V6 (PORTICO 6) 3N-7N (Long.)	**3/4**	5	2.05			1				**10.25**	2.2350	**22.91**
V6 (PORTICO 6) 3N-7N (Estribo)	**3/8**	5	1.28	0.11		27	**187.65**				0.5590	**104.90**
V6 (PORTICO 6) 3N-7N (Estribo)	**3/8**	5	1.28	0.11		24	**166.80**				0.5590	**93.24**
V6 (PORTICO 6) 3N-7N (Estribo)	**3/8**	5	1.28	0.11		24	**166.80**				0.5590	**93.24**
V6 (PORTICO 6) 3N-7N (Estribo)	**3/8**	5	1.28	0.11		17	**118.15**				0.5590	**66.05**
V6 (PORTICO 6) 3N-7N (Estribo)	**3/8**	5	1.28	0.11		21	**145.95**				0.5590	**81.59**
V6 (PORTICO 6) 3N-7N (Estribo)	**3/8**	5	1.28	0.11		11	**76.45**				0.5590	**42.74**
V6 (PORTICO 6) 8N (Long.)	**3/4**	1	24.05	0.23	0.75	4				**100.12**	2.2350	**223.77**
V6 (PORTICO 6) 8N (Long.)	**3/4**	1	1.45	0.23		3				**5.04**	2.2350	**11.26**
V6 (PORTICO 6) 8N (Long.)	**5/8**	1	2.30			1		**2.30**			1.5520	**3.57**
V6 (PORTICO 6) 8N (Long.)	**3/4**	1	2.25			1				**2.25**	2.2350	**5.03**
V6 (PORTICO 6) 8N (Long.)	**3/4**	1	2.50			1				**2.50**	2.2350	**5.59**
V6 (PORTICO 6) 8N (Long.)	**3/4**	1	2.50			2				**5.00**	2.2350	**11.18**
V6 (PORTICO 6) 8N (Long.)	**3/4**	1	2.05			2				**4.10**	2.2350	**9.16**
V6 (PORTICO 6) 8N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		27	**37.53**				0.5590	**20.98**
V6 (PORTICO 6) 8N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		24	**33.36**				0.5590	**18.65**
V6 (PORTICO 6) 8N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		24	**33.36**				0.5590	**18.65**
V6 (PORTICO 6) 8N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		17	**23.63**				0.5590	**13.21**
V6 (PORTICO 6) 8N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		21	**29.19**				0.5590	**16.32**
V6 (PORTICO 6) 8N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		11	**15.29**				0.5590	**8.55**
V7 (PORTICO 7) 1N (Long.)	**3/4**	1	22.15	0.23	0.75	4				**92.52**	2.2350	**206.78**
V7 (PORTICO 7) 1N (Long.)	**5/8**	1	1.75			2		**3.50**			1.5520	**5.43**
V7 (PORTICO 7) 1N (Long.)	**5/8**	1	1.60			1		**1.60**			1.5520	**2.48**
V7 (PORTICO 7) 1N (Long.)	**5/8**	1	2.05			1		**2.05**			1.5520	**3.18**
V7 (PORTICO 7) 1N (Long.)	**3/4**	1	4.58	0.23		5				**24.05**	2.2350	**53.75**
V7 (PORTICO 7) 1N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		15	**20.85**				0.5590	**11.66**
V7 (PORTICO 7) 1N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		25	**34.75**				0.5590	**19.43**
V7 (PORTICO 7) 1N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		24	**33.36**				0.5590	**18.65**
V7 (PORTICO 7) 1N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		17	**23.63**				0.5590	**13.21**
V7 (PORTICO 7) 1N (Estribo)	**3/8**	1	1.28	0.11		11	**15.29**				0.5590	**8.55**
V7 (PORTICO 7) 2N-7N (Long.)	**3/4**	6	22.15	0.23	0.75	4				**555.12**	2.2350	**1240.69**
V7 (PORTICO 7) 2N-7N (Long.)	**3/4**	6	1.75			6				**63.00**	2.2350	**140.81**
V7 (PORTICO 7) 2N-7N (Long.)	**3/4**	6	2.45			4				**58.80**	2.2350	**131.42**
V7 (PORTICO 7) 2N-7N (Long.)	**3/4**	6	5.38			3				**96.84**	2.2350	**216.44**
V7 (PORTICO 7) 2N-7N (Long.)	**3/4**	6	4.58			2				**54.96**	2.2350	**122.84**
V7 (PORTICO 7) 2N-7N (Estribo)	**3/8**	6	1.28	0.11		15	**125.10**				0.5590	**69.93**
V7 (PORTICO 7) 2N-7N (Estribo)	**3/8**	6	1.28	0.11		25	**208.50**				0.5590	**116.55**
V7 (PORTICO 7) 2N-7N (Estribo)	**3/8**	6	1.28	0.11		24	**200.16**				0.5590	**111.89**
V7 (PORTICO 7) 2N-7N (Estribo)	**3/8**	6	1.28	0.11		17	**141.78**				0.5590	**79.26**
V7 (PORTICO 7) 2N-7N (Estribo)	**3/8**	6	1.28	0.11		11	**91.74**				0.5590	**51.28**
V7 (PORTICO 7) 2N-7N (Long.)	**3/4**	6	22.15	0.23	0.75	4				**555.12**	2.2350	**1240.69**
V7 (PORTICO 7) 2N-7N (Long.)	**3/4**	6	1.75			5				**52.50**	2.2350	**117.34**
V7 (PORTICO 7) 2N-7N (Long.)	**3/4**	6	2.45			2				**29.40**	2.2350	**65.71**
V7 (PORTICO 7) 2N-7N (Long.)	**3/4**	6	5.38			3				**96.84**	2.2350	**216.44**
V7 (PORTICO 7) 2N-7N (Long.)	**3/4**	6	4.58			2				**54.96**	2.2350	**122.84**
V7 (PORTICO 7) 2N-7N (Estribo)	**3/8**	6	1.28	0.11		15	**125.10**				0.5590	**69.93**

V7 (PORTICO 7) 2N-7N (Estribo)	3/8		6	1.28	0.11	25	208.50			0.5590	116.55
V7 (PORTICO 7) 2N-7N (Estribo)	3/8		6	1.28	0.11	24	200.16			0.5590	111.89
V7 (PORTICO 7) 2N-7N (Estribo)	3/8		6	1.28	0.11	17	141.78			0.5590	79.26
V7 (PORTICO 7) 2N-7N (Estribo)	3/8		6	1.28	0.11	11	91.74			0.5590	51.28
V25x50 IN-9N (Long.)	5/8		9	2.62	0.10	4		97.92		1.5520	151.97
V25X50 IN-9N (Estribo)	3/8		9	1.28	0.11	18	225.18			0.5590	125.88

ACERO EN LOSAS ALIGERADAS FY = 4200 KG/CM2 GRADO: 60 KG **21364.59**

LOSA - (EJE B-F, ENTRE 6 y 7) IN-7N

ACERO POSITIVO (AS +)

REFUERZO PRINCIPAL

REF - P. # 1	1/2		10	16.97	0.15	7		1198.54		0.9940	1191.35

ACERO NEGATIVO (AS -)

BASTÓN IZQUIERDO

B - IZ. # 1	5/8		10	1.80	0.10	7		132.65		1.5520	205.87

BASTÓN DERECHO

B - DE. # 1	5/8		10	1.30	0.10	7		97.65		1.5520	151.55

BALANCIN

BALAN.. # 1	5/8		10	3.25		7		227.50		1.5520	353.08
BALAN.. # 2	5/8		10	2.80		7		196.00		1.5520	304.19
BALAN.. # 3	5/8		10	2.55		7		178.50		1.5520	277.03

LOSA - (EJE B-F, ENTRE 5 y 6) IN-7N

ACERO POSITIVO (AS +)

REFUERZO PRINCIPAL

REF - P. # 1	1/2		10	18.80	0.15	7		1326.29		0.9940	1318.33

ACERO NEGATIVO (AS -)

BASTÓN IZQUIERDO

B - IZ. # 1	5/8		10	1.80	0.10	7		132.65		1.5520	205.87

BASTÓN DERECHO

B - DE. # 1	5/8		10	1.30	0.10	7		97.65		1.5520	151.55

BALANCIN

BALAN.. # 1	5/8		10	3.25		7		227.50		1.5520	353.08
BALAN.. # 2	5/8		10	2.80		7		196.00		1.5520	304.19
BALAN.. # 3	5/8		10	2.55		7		178.50		1.5520	277.03
BALAN.. # 4	5/8		10	3.13		7		218.75		1.5520	339.50

ACERO DE TEMPERATURA (EJE BF, ENTRE 5 y 7)

ACERO @ 0.25 CM	1/4		18	9.05	0.05	7	1146.85			0.2490	285.57
ACERO @ 0.25 CM	1/4		18	9.05	0.05	7	1146.85			0.2490	285.57
ACERO @ 0.25 CM	1/4		12	9.05	0.05	7	764.57			0.2490	190.38
ACERO @ 0.25 CM	1/4		15	9.05	0.05	7	955.71			0.2490	237.97

ACERO DE TEMPERATURA (EJE FG, ENTRE 5 y 7)

ACERO @ 0.25 CM	1/4		7	4.75	0.05	7	235.30			0.2490	58.59

LOSA - (EJE B-F, ENTRE 2 y 3) IN-7N

ACERO POSITIVO (AS +)											
REFUERZO PRINCIPAL											
REF - P. # 1	1/2		10	18.80	0.15	7		1326.29		0.9940	1318.33
ACERO NEGATIVO (AS -)											
BASTÓN IZQUIERDO											
B - IZ. # 1	5/8		10	1.80	0.10	7			132.65	1.5520	205.87
BASTÓN DERECHO											
B - DE. # 1	5/8		10	1.30	0.10	7			97.65	1.5520	151.55
BALANCIN											
BALAN.. # 1	5/8		10	3.25		7			227.50	1.5520	353.08
BALAN.. # 2	5/8		10	2.80		7			196.00	1.5520	304.19
BALAN.. # 3	5/8		10	2.55		7			178.50	1.5520	277.03
BALAN.. # 4	5/8		10	3.13		7			218.75	1.5520	339.50
LOSA - (EJE B-F, ENTRE 1 y 2) 1N-7N											
ACERO POSITIVO (AS +)											
REFUERZO PRINCIPAL											
REF - P. # 1	1/2		10	16.97	0.15	7		1198.54		0.9940	1191.35
ACERO NEGATIVO (AS -)											
BASTÓN IZQUIERDO											
B - IZ. # 1	5/8		10	1.80	0.10	7			132.65	1.5520	205.87
BASTÓN DERECHO											
B - DE. # 1	5/8		10	1.30	0.10	7			97.65	1.5520	151.55
BALANCIN											
BALAN.. # 1	5/8		10	3.25		7			227.50	1.5520	353.08
BALAN.. # 2	5/8		10	2.80		7			196.00	1.5520	304.19
BALAN.. # 3	5/8		10	2.55		7			178.50	1.5520	277.03
ACERO DE TEMPERATURA (EJE BF, ENTRE 1 y 3)											
ACERO @ 0.25 CM	1/4		18	9.05	0.05	7	1146.85			0.2490	285.57
ACERO @ 0.25 CM	1/4		18	9.05	0.05	7	1146.85			0.2490	285.57
ACERO @ 0.25 CM	1/4		12	9.05	0.05	7	764.57			0.2490	190.38
ACERO @ 0.25 CM	1/4		15	9.05	0.05	7	955.71			0.2490	237.97
ACERO DE TEMPERATURA (EJE FG, ENTRE 1 y 3)											
ACERO @ 0.25 CM	1/4		7	4.75	0.05	7	235.30			0.2490	58.59
LOSA - (EJES AB ENTRE 1 Y 7) 1N-8N											
ACERO POSITIVO (AS +)											
REFUERZO PRINCIPAL											
REF - P. # 1	1/2		12	27.00	0.15	7		2280.77		0.9940	2267.08
ACERO NEGATIVO (AS -)											
BASTÓN IZQUIERDO											
B - IZ. # 1	5/8		12	1.30	0.10	7			117.18	1.5520	181.86
BASTÓN DERECHO											
B - DE. # 1	5/8		12	1.30	0.10	7			117.18	1.5520	181.86
BALANCIN											

BALAN.. # 1	5/8		12	3.05		7			256.20		1.5520	397.62
BALAN.. # 2	5/8		12	3.15		7			264.60		1.5520	410.66
BALAN.. # 3	5/8		12	3.15		7			264.60		1.5520	410.66
BALAN.. # 4	5/8		12	3.15		7			264.60		1.5520	410.66
BALAN.. # 5	5/8		12	3.05		7			256.20		1.5520	397.62
ACERO DE TEMPERATURA												
ACERO @ 0.25 CM	1/4		108	5.55	0.05	7	4235.11				0.2490	1054.54
LOSA - (EJE B-F, ENTRE 6 y 7) 8N												
ACERO POSITIVO (AS +)												
REFUERZO PRINCIPAL												
REF - P. # 1	1/2		10	16.97	0.15	1		171.22			0.9940	170.19
ACERO NEGATIVO (AS -)												
BASTÓN IZQUIERDO												
B - IZ. # 1	5/8		10	1.80	0.10	1			18.95		1.5520	29.41
BASTÓN DERECHO												
B - DE. # 1	5/8		10	1.30	0.10	1			13.95		1.5520	21.65
BALANCIN												
BALAN.. # 1	5/8		10	3.25		1			32.50		1.5520	50.44
BALAN.. # 2	5/8		10	2.80		1			28.00		1.5520	43.46
BALAN.. # 3	5/8		10	2.55		1			25.50		1.5520	39.58
LOSA - (EJE B-F, ENTRE 5 y 6) 8N												
ACERO POSITIVO (AS +)												
REFUERZO PRINCIPAL												
REF - P. # 1	1/2		10	18.80	0.15	1		189.47			0.9940	188.33
ACERO NEGATIVO (AS -)												
BASTÓN IZQUIERDO												
B - IZ. # 1	5/8		10	1.80	0.10	1			18.95		1.5520	29.41
BASTÓN DERECHO												
B - DE. # 1	5/8		10	1.30	0.10	1			13.95		1.5520	21.65
BALANCIN												
BALAN.. # 1	5/8		10	3.25		1			32.50		1.5520	50.44
BALAN.. # 2	5/8		10	2.80		1			28.00		1.5520	43.46
BALAN.. # 3	5/8		10	2.55		1			25.50		1.5520	39.58
BALAN.. # 4	5/8		10	3.13		1			31.25		1.5520	48.50
ACERO DE TEMPERATURA (EJE BF, ENTRE 5 y 7)												
ACERO @ 0.25 CM	1/4		18	9.05	0.05	1	163.84				0.2490	40.80
ACERO @ 0.25 CM	1/4		18	9.05	0.05	1	163.84				0.2490	40.80
ACERO @ 0.25 CM	1/4		12	9.05	0.05	1	109.22				0.2490	27.20
ACERO @ 0.25 CM	1/4		15	9.05	0.05	1	136.53				0.2490	34.00
ACERO DE TEMPERATURA (EJE FG, ENTRE 5 y 7)												
ACERO @ 0.25 CM	1/4		7	4.75	0.05	1	33.61				0.2490	8.37
LOSA - (EJE B-F, ENTRE 2 y 3) 8N												
ACERO POSITIVO (AS +)												
REFUERZO PRINCIPAL												

REF - P. # 1	1/2		10	18.80	0.15	1			189.47		0.9940	188.33
ACERO NEGATIVO (AS -)												
BASTÓN IZQUIERDO												
B - IZ. # 1	5/8		10	1.80	0.10	1				18.95	1.5520	29.41
BASTÓN DERECHO												
B - DE. # 1	5/8		10	1.30	0.10	1				13.95	1.5520	21.65
BALANCIN												
BALAN.. # 1	5/8		10	3.25		1				32.50	1.5520	50.44
BALAN.. # 2	5/8		10	2.80		1				28.00	1.5520	43.46
BALAN.. # 3	5/8		10	2.55		1				25.50	1.5520	39.58
BALAN.. # 4	5/8		10	3.13		1				31.25	1.5520	48.50
LOSA - (EJE B-F, ENTRE 1 y 2) 8N												
ACERO POSITIVO (AS +)												
REFUERZO PRINCIPAL												
REF - P. # 1	1/2		10	16.97	0.15	1			171.22		0.9940	170.19
ACERO NEGATIVO (AS -)												
BASTÓN IZQUIERDO												
B - IZ. # 1	5/8		10	1.80	0.10	1				18.95	1.5520	29.41
BASTÓN DERECHO												
B - DE. # 1	5/8		10	1.30	0.10	1				13.95	1.5520	21.65
BALANCIN												
BALAN.. # 1	5/8		10	3.25		1				32.50	1.5520	50.44
BALAN.. # 2	5/8		10	2.80		1				28.00	1.5520	43.46
BALAN.. # 3	5/8		10	2.55		1				25.50	1.5520	39.58
ACERO DE TEMPERATURA (EJE BF, ENTRE 1 y 3)												
ACERO @ 0.25 CM	1/4		18	9.05	0.05	1		163.84			0.2490	40.80
ACERO @ 0.25 CM	1/4		18	9.05	0.05	1		163.84			0.2490	40.80
ACERO @ 0.25 CM	1/4		12	9.05	0.05	1		109.22			0.2490	27.20
ACERO @ 0.25 CM	1/4		15	9.05	0.05	1		136.53			0.2490	34.00
ACERO DE TEMPERATURA (EJE FG, ENTRE 1 y 3)												
ACERO @ 0.25 CM	1/4		7	4.75	0.05	1		33.61			0.2490	8.37
LOSA - (EJES AB ENTRE 1 Y 7) 8N												
ACERO POSITIVO (AS +)												
REFUERZO PRINCIPAL												
REF - P. # 1	1/2		12	27.00	0.15	1			325.82		0.9940	323.87
ACERO NEGATIVO (AS -)												
BASTÓN IZQUIERDO												
B - IZ. # 1	5/8		12	1.30	0.10	1				16.74	1.5520	25.98
BASTÓN DERECHO												
B - DE. # 1	5/8		12	1.30	0.10	1				16.74	1.5520	25.98
BALANCIN												
BALAN.. # 1	5/8		12	3.05		1				36.60	1.5520	56.80
BALAN.. # 2	5/8		12	3.15		1				37.80	1.5520	58.67
BALAN.. # 3	5/8		12	3.15		1				37.80	1.5520	58.67
BALAN.. # 4	5/8		12	3.15		1				37.80	1.5520	58.67

BALAN.. # 5	5/8		12	3.05			1			36.60		1.5520	56.80
ACERO DE TEMPERATURA													
ACERO @ 0.25 CM	1/4		108	5.55	0.05		1	605.02				0.2490	150.65
ACERO EN LOSA MACIZA FY = 4200 KG/CM2 GRADO: 60	KG												24867.43
PAÑO 1:1N-7N - M1													
EJE X	5/8		7	3.05	0.10	0.60	47			1230.46		1.5520	1909.67
EJE Y	5/8		7	9.64	0.10		14			954.03		1.5520	1480.65
PAÑO 1:1N-7N - M2													
EJE X	5/8		7	3.05	0.10	0.60	47			1230.46		1.5520	1909.67
EJE Y	5/8		7	9.64	0.10		14			954.03		1.5520	1480.65
PAÑO 2:1N-7N - M1													
EJE X	5/8		7	3.77	0.10		36			973.98		1.5520	1511.62
EJE Y	5/8		7	4.11	0.10		41			1205.40		1.5520	1870.78
PAÑO 2:1N-7N - M2													
EJE X	1/2		7	3.77	0.08		18		484.60			0.9940	481.69
EJE Y	1/2		7	4.11	0.08		21		614.61			0.9940	610.92
PAÑO 3:1N-7N - M1													
EJE X	5/8		7	3.77	0.10		29			784.60		1.5520	1217.69
EJE Y	5/8		7	4.11	0.10		40			1176.00		1.5520	1825.15
PAÑO 3:1N-7N - M2													
EJE X	1/2		7	3.77	0.08		22		592.28			0.9940	588.73
EJE Y	1/2		7	4.11	0.08		21		614.61			0.9940	610.92
PAÑO 4:1N-7N - M1													
EJE X	1/2		7	2.75	0.08	0.55	66		1557.40			0.9940	1548.06
EJE Y	5/8		7	9.64	0.10		30			2044.35		1.5520	3172.83
PAÑO 4:1N-7N - M2													
EJE X	3/8		7	2.75	0.06	0.45	50	1138.20				0.5590	636.25
EJE Y	1/2		7	9.64	0.08		16		1088.19			0.9940	1081.66
PAÑO 1:8N - M1													
EJE X	5/8		1	3.05	0.10	0.60	47			175.78		1.5520	272.81
EJE Y	3/8		1	9.64	0.10		14	136.29				0.5590	76.19
PAÑO 1:8N - M2													
EJE X	5/8		1	3.05	0.10	0.60	47			175.78		1.5520	272.81
EJE Y	3/8		1	9.64	0.10		12	116.82				0.5590	65.30
PAÑO 2:8N - M1													
EJE X	5/8		1	3.77	0.10		36			139.14		1.5520	215.95
EJE Y	5/8		1	4.11	0.10		41			172.20		1.5520	267.25
PAÑO 2:8N - M2													
EJE X	1/2		1	3.77	0.08		18		69.23			0.9940	68.81
EJE Y	1/2		1	4.11	0.08		21		87.80			0.9940	87.27
PAÑO 3:8N - M1													
EJE X	5/8		1	3.77	0.10		29			112.09		1.5520	173.96
EJE Y	5/8		1	4.11	0.10		40			168.00		1.5520	260.74
PAÑO 3:8N - M2													
EJE X	1/2		1	3.77	0.08		22		84.61			0.9940	84.10
EJE Y	1/2		1	4.11	0.08		21		87.80			0.9940	87.27

PAÑO 4:8N - M1															
EJE X	1/2		1	2.75	0.08	0.55	66		222.49				0.9940	221.15
EJE Y	5/8		1	9.64	0.10		30			292.05			1.5520	453.26
PAÑO 4:8N - M2															
EJE X	3/8		1	2.75	0.06	0.45	50	162.60					0.5590	90.89
EJE Y	1/2		1	9.64	0.08		16		155.46				0.9940	154.52
TECHO DE ASCENSOR															
ACERO LONGITUDINAL	1/2		1	3.77			8		30.16				0.9940	29.98
ACERO LONGITUDINAL	3/8		1	3.77			9	33.93					0.5590	18.97
ACERO TRANSVERSAL	3/8		1	1.87			14	26.18					0.5590	14.63
ACERO TRANSVERSAL	3/8		1	1.87			14	26.18					0.5590	14.63
ACERO EN MUROS DE CORTE FY = 4200 KG/CM2 GRADO: 60	KG														69904.84
MURO DE CORTE: MC-01															
C.BORDE 1: 1N-2N (MC-01) (25.00 x 100.00)	3/4		1	11.51	0.55	0.75	20				256.20		2.2350	572.61
ESTRIBOS							#Estribos								
C.BORDE 1:1N-2N (MC-01) -NTP m	3/8		1	2.18	0.11		20	45.88					0.5590	25.65
C.BORDE 1:1N-2N (MC-01) Nivel 1: 5m			1	2.18	0.11		24								
C.BORDE 1:1N-2N (MC-01) Nivel 2: 3.35 m	3/8		1	2.18	0.11		16	36.70					0.5590	20.52
C.BORDE 2: 1N-2N (MC-01) (25.00 x 100.00)	1		1	111.51	0.55	0.85	26				2935.66		3.9730	11663.38
ESTRIBOS							#Estribos								
C.BORDE 2:1N-2N (MC-01) -NTP m	3/8		1	2.18	0.11		20	45.88					0.5590	25.65
C.BORDE 2:1N-2N (MC-01) Nivel 1: 5 m			1	2.18	0.11		24								
C.BORDE 2:1N-2N (MC-01) Nivel 2: 3.35 m	3/8		1	3.18	0.11		16	52.70					0.5590	29.46
C.BORDE 3 "L":1N-2N (MC-01)	3/4		1	10.76	0.55	0.75	24				289.44		2.2350	646.90
ESTRIBOS:1N-2N							#Estribos								
C.BORDE 3 (MC-01) -NTP (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		20	35.88					0.5590	20.06
C.BORDE 3 (MC-01) -NTP (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		20	35.88					0.5590	20.06
C.BORDE 3 (MC-01) Nivel 1: 5 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		23	41.26					0.5590	23.07
C.BORDE 3 (MC-01) Nivel 1: 5 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		23	41.26					0.5590	23.07
C.BORDE 3 (MC-01) Nivel 2: 3.35 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91					0.5590	15.04
C.BORDE 3 (MC-01) Nivel 2: 3.35 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91					0.5590	15.04
MC-01:1N-2N "EJE X" (25.00 x 331.00)	3/8		1	10.76	0.55	0.45	30	352.80					0.5590	197.22
ACERO TRANSVERSAL							#Estribos								
MC-01 "EJE X" -NTP m	1/2		1	9.78	0.15		9		89.39				0.9940	88.86
MC-01 "EJE X" Nivel 1: 5 m	1/2		1	9.78	0.15		22		218.51				0.9940	217.20
MC-01 "EJE X" Nivel 2: 3.35 m	1/2		1	9.78	0.15		14		139.05				0.9940	138.22
MC-01:1N-2N "EJE Y" (25.00 x 285.00)	3/8		1	11.51	0.55	0.45	26	325.26					0.5590	181.82
ACERO TRANSVERSAL							#Estribos								
MC-01 "EJE Y" Nivel 1: 5 m	1/2		1	7.88	0.15		28		224.91				0.9940	223.56
MC-01 "EJE Y" Nivel 2: 3.35 m	1/2		1	7.88	0.15		19		152.62				0.9940	151.70
C.BORDE 1 (MC-01): 3N-5N (25.00 x 100.00)	3/4		1	11.1	0.55	0.75	16				198.40		2.2350	443.42
C.BORDE 2 (MC-01): 3N-5N (25.00 x 100.00)	3/4		1	11.1	0.55	0.75	16				198.40		2.2350	443.42
ESTRIBOS							#Estribos								
C.BORDE 1 (MC-01): 3N-5N Nivel 3: 3.05 m	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41					0.5590	19.24
C.BORDE 1 (MC-01): 3N-5N Nivel 4: 3.05 m	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41					0.5590	19.24

C.BORDE 1 (MC-01): 3N-5N Nivel 5: 3.05 m	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41						0.5590	19.24
C.BORDE 2 (MC-01): 3N-5N Nivel 3: 3.05 m	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41						0.5590	19.24
C.BORDE 2 (MC-01): 3N-5N Nivel 4: 3.05 m	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41						0.5590	19.24
C.BORDE 2 (MC-01): 3N-5N Nivel 5: 3.05 m	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41						0.5590	19.24
C.BORDE 3 "L":3N-5N (MC-01)	5/8	L_____L	1	10.76	0.55	0.75	24		289.44					1.5520	449.21
ESTRIBOS:3N-5N							#Estribos								
C.BORDE 3 (MC-01): 3N-5N Nivel 3: 3.05 m	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91						0.5590	15.04
C.BORDE 3 (MC-01): 3N-5N Nivel 4: 3.05 m	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91						0.5590	15.04
C.BORDE 3 (MC-01): 3N-5N Nivel 5: 3.05 m	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91						0.5590	15.04
MC-01:2N-5N (25.00 x 381.00)	3/8	L_____L	1	10.75	0.55	0.45	34	399.50						0.5590	223.32
MC-01:2N-5N (25.00 x 285.00)	3/8	L_____L	1	10.75	0.55	0.45	28	329.00						0.5590	183.91
ESTRIBOS							#Estribos								
MC-01:2N-5N Nivel 3: 3.05 m	3/8		1	9.78			15	146.70						0.5590	82.01
MC-01:2N-5N Nivel 4: 3.05 m	3/8		1	9.78			15	146.70						0.5590	82.01
MC-01:2N-5N Nivel 5: 3.05 m	3/8		1	9.78			15	146.70						0.5590	82.01
MC-01:2N-5N Nivel 2: 3.05 m	1/2		1	5.88	0.15		19		114.62					0.9940	113.93
MC-01:2N-5N Nivel 3: 3.05 m	1/2		1	5.88	0.15		15		90.49					0.9940	89.94
MC-01:2N-5N Nivel 4: 3.05 m	1/2		1	5.88	0.15		15		90.49					0.9940	89.94
MC-01:2N-5N Nivel 5: 3.05 m	1/2		1	5.88	0.15		15		90.49					0.9940	89.94
C.BORDE 1:6N-8N (25.00 x 50.00)	5/8	L_____L	1	10.7	0	0.6	10			113.00				1.5520	175.38
C.BORDE 2:6N-8N (25.00 x 50.00)	5/8	L_____L	1	10.7	0	0.6	10			113.00				1.5520	175.38
ESTRIBOS							#Estribos								
C.BORDE 1:6N-8N Nivel 6: 3.05 m	3/8		1	1.18	0.11		15	19.41						0.5590	10.85
C.BORDE 1:6N-8N Nivel 7: 3.05 m	3/8		1	1.18	0.11		15	19.41						0.5590	10.85
C.BORDE 1:6N-8N Nivel 8: 3.05 m	3/8		1	1.18	0.11		15	19.41						0.5590	10.85
C.BORDE 2:6N-8N Nivel 6: 3.05 m	3/8		1	1.18	0.11		15	19.41						0.5590	10.85
C.BORDE 2:6N-8N Nivel 7: 3.05 m	3/8		1	1.18	0.11		15	19.41						0.5590	10.85
C.BORDE 2:6N-8N Nivel 8: 3.05 m	3/8		1	1.18	0.11		15	19.41						0.5590	10.85
C.BORDE 3 "L":6N-8N (MC-01)	5/8	L_____L	1	10.85	0.55	0.75	12			145.80				1.5520	226.28
ESTRIBOS:6N-8N							#Estribos								
C.BORDE 3 (MC-01): 6N-8N Nivel 3: 3.05 m	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91						0.5590	15.04
C.BORDE 3 (MC-01): 6N-8N Nivel 4: 3.05 m	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91						0.5590	15.04
C.BORDE 3 (MC-01): 6N-8N Nivel 5: 3.05 m	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91						0.5590	15.04
MURO DE CORTE: MC-02															
MC 02:C81 (1N-2N) (25.00 x 100.00)	3/4	L_____L	1	11.06	0.55	0.75	20				247.20			2.2350	552.49
MC 02:C82 (1N-2N) (25.00 x 150.00)	1	L_____L	1	11.06	0.55	0.85	26					323.96		3.9730	1287.09
MC 02:1N-2N (25.00 x 285.00)	3/8	L_____L	1	11.06	0.55	0.45	26	313.56						0.5590	175.28
MC 02:1N-2N (25.00 x 331.00)	3/8	L_____L	1	11.06	0.55	0.45	30	361.80						0.5590	202.25
ESTRIBOS							#Estribos								
MC 02:C81 (1N-2N) -NTP m	3/8		1	2.18	0.11		20	45.88						0.5590	25.65
MC 02:C81 (1N-2N) Nivel 1: 4.85 m	3/8		1	2.18	0.11		24	55.06						0.5590	30.78
MC 02:C81 (1N-2N) Nivel 2: 3.05 m	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41						0.5590	19.24
MC 02:C82 (1N-2N) -NTP m	3/8		1	3.18	0.11		10	32.94						0.5590	18.41
MC 02:C82 (1N-2N) Nivel 1: 4.85 m	3/8		1	3.18	0.11		24	79.06						0.5590	44.19
MC 02:C82 (1N-2N) Nivel 2: 3.05 m	3/8		1	3.18	0.11		15	49.41						0.5590	27.62
MC 02:1N-2N -NTP m	1/2		1	3.18	0.15		20		66.65					0.9940	66.25
MC 02:1N-2N Nivel 1: 4.85 m	1/2		1	3.18	0.15		27		89.97					0.9940	89.43
MC 02:1N-2N Nivel 2: 3.05 m	1/2		1	3.18	0.15		17		56.65					0.9940	56.31
MC 02:1N-2N -NTP m	1/2		1	6.80	0.15		20		139.05					0.9940	138.21
MC 02:1N-2N Nivel 1: 4.85 m	1/2		1	6.80	0.15		21		146.00					0.9940	145.12

MC 02:IN-2N Nivel 2: 3.05 m	1/2		1	6.80	0.15		13		90.38					0.9940	89.84
MC 02:CB1 (IN-2N) (25.00 x 100.00)	3/4		1	11.06	0.55	0.75	20			247.20				2.2350	552.49
MC 02:CB2 (IN-2N) (25.00 x 150.00)	1		1	11.06	0.55	0.85	26				323.96			3.9730	1287.09
MC 02:IN-2N (25.00 x 150.00)	3/8		1	11.06	0.55	0.45	26	313.56						0.5590	175.28
MC 02:IN-2N (25.00 x 331.00)	3/8		1	11.06	0.55	0.45	30	361.80						0.5590	202.25
MC 02:CB3 (IN-2N)	3/4		1	11.06	0.55	0.75	24			296.64				2.2350	662.99
ESTRIBOS							#Estribos								
MC 02:CB3 (IN-2N) -NTP (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		20	35.88						0.5590	20.06
MC 02:CB3 (IN-2N) -NTP (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		20	35.88						0.5590	20.06
MC 02:CB3 (IN-2N) Nivel 1: 4.85 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		48	86.11						0.5590	48.14
MC 02:CB3 (IN-2N) Nivel 1: 4.85 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		48	86.11						0.5590	48.14
MC 02:CB3 (IN-2N) Nivel 2: 3.05 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		30	53.82						0.5590	30.09
MC 02:CB3 (IN-2N) Nivel 2: 3.05 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		30	53.82						0.5590	30.09
MC 02: CB1 (3N-5N) (25.00 x 100.00)	3/4		1	10.75	0.55	0.75	16			192.80				2.2350	430.91
MC 02: CB2 (3N-5N) (25.00 x 100.00)	3/4		1	10.75	0.55	0.75	16			192.80				2.2350	430.91
MC 02:(3N-5N) (25.00 x 285.00)	3/4		1	10.75	0.55	0.75	26			313.30				2.2350	700.23
MC 02:(3N-5N) (25.00 x 381.00)	3/4		1	10.75	0.55	0.75	34			409.70				2.2350	915.68
ESTRIBOS							#Estribos								
MC 02: CB1 (3N-5N) Nivel 3: 3.05 m	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41						0.5590	19.24
MC 02: CB1 (3N-5N) Nivel 4: 3.05 m	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41						0.5590	19.24
MC 02: CB1 (3N-5N) Nivel 5: 3.05 m	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41						0.5590	19.24
MC 02: CB2 (3N-5N) Nivel 3: 3.05 m	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41						0.5590	19.24
MC 02: CB2 (3N-5N) Nivel 4: 3.05 m	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41						0.5590	19.24
MC 02: CB2 (3N-5N) Nivel 5: 3.05 m	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41						0.5590	19.24
MC 02:(3N-5N) Nivel 3: 3.05 m	1/2		1	7.88	0.15		17		136.55					0.9940	135.73
MC 02:(3N-5N) Nivel 4: 3.05 m	1/2		1	7.88	0.15		17		136.55					0.9940	135.73
MC 02:(3N-5N) Nivel 5: 3.05 m	1/2		1	7.88	0.15		17		136.55					0.9940	135.73
MC 02:(3N-5N) Nivel 3: 3.05 m	1/2		1	9.80	0.15		17		169.19					0.9940	168.18
MC 02:(3N-5N) Nivel 4: 3.05 m	1/2		1	9.80	0.15		17		169.19					0.9940	168.18
MC 02:(3N-5N) Nivel 5: 3.05 m	1/2		1	9.80	0.15		17		169.19					0.9940	168.18
MC 02: CB (25.00 x 50.00)	5/8		2	10.75	0.55	0.6	10			238.00				1.5520	369.38
MC 02: GN-8N (25.00 x 360.00)	3/8		1	10.75	0.55	0.45	32	376.00						0.5590	210.18
MC 02: GN-8N (25.00 x 4.56)	3/8		1	10.75	0.55	0.45	40	470.00						0.5590	262.73
ESTRIBOS							#Estribos								
MC 02: CB Nivel 6: 3.05 m	3/8		2	1.18	0.11		15	38.82						0.5590	21.70
MC 02: CB Nivel 7: 3.05 m	3/8		2	1.18	0.11		15	38.82						0.5590	21.70
MC 02: CB Nivel 8: 3.05 m	3/8		2	1.18	0.11		15	38.82						0.5590	21.70
MC 02: GN-8N Nivel 6: 3.05 m	1/2		1	0.26	0.15		17		7.01					0.9940	6.97
MC 02: GN-8N Nivel 7: 3.05 m	1/2		1	0.26	0.15		17		7.01					0.9940	6.97
MC 02: GN-8N Nivel 8: 3.05 m	1/2		1	0.26	0.15		17		7.01					0.9940	6.97
MC 02: GN-8N Nivel 6: 3.05 m	1/2		1	0.28	0.15		17		7.35					0.9940	7.31
MC 02: GN-8N Nivel 7: 3.05 m	1/2		1	0.28	0.15		17		7.35					0.9940	7.31
MC 02: GN-8N Nivel 8: 3.05 m	1/2		1	0.28	0.15		17		7.35					0.9940	7.31
MC 02: CB3 (IN-2N)	3/4		1	10.75	0.55	0.75	24			289.20				2.2350	646.36
MC 02: CB3 (3N-5N)	5/8		1	10.75	0.55	0.6	24		285.60					1.5520	443.25
MC 02: CB3 (GN-8N)	5/8		1	10.75	0.55	0.6	12		142.80					1.5520	221.63
ESTRIBOS							#Estribos								
MC 02: CB3 (IN-2N) -NTP (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		20	35.88						0.5590	20.06
MC 02: CB3 (IN-2N) Nivel 2: 3.05 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91						0.5590	15.04
MC 02: CB3 (IN-2N) Nivel 1: 4.85 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		24	43.06						0.5590	24.07
MC 02: CB3 (IN-2N) Nivel 1: 4.85 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		24	43.06						0.5590	24.07
MC 02: CB3 (IN-2N) Nivel 2: 3.05 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91						0.5590	15.04

MC 02: CB3 (1N-2N) Nivel 2: 3.05 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91					0.5590	15.04
MC 02: CB3 (3N-5N) Nivel 3: 3.05 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91					0.5590	15.04
MC 02: CB3 (3N-5N) Nivel 3: 3.05 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91					0.5590	15.04
MC 02: CB3 (3N-5N) Nivel 4: 3.05 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91					0.5590	15.04
MC 02: CB3 (3N-5N) Nivel 4: 3.05 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91					0.5590	15.04
MC 02: CB3 (3N-5N) Nivel 5: 3.05 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91					0.5590	15.04
MC 02: CB3 (3N-5N) Nivel 5: 3.05 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91					0.5590	15.04
MC 02: CB3 (6N-8N) Nivel 6: 3.05 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91					0.5590	15.04
MC 02: CB3 (6N-8N) Nivel 6: 3.05 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91					0.5590	15.04
MC 02: CB3 (6N-8N) Nivel 7: 3.05 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91					0.5590	15.04
MC 02: CB3 (6N-8N) Nivel 7: 3.05 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91					0.5590	15.04
MC 02: CB3 (6N-8N) Nivel 8: 3.05 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91					0.5590	15.04
MC 02: CB3 (6N-8N) Nivel 8: 3.05 (0.75 x 0.25)	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91					0.5590	15.04

MURO DE CORTE: MC-03

MC 03: CB1 (1N-2N) (25.00 x 110.00)	3/4		2	10.75	0.55	0.75	22				530.20		2.2350	1185.00
MC 03(1N-2N) (25.00 x 336.00)	3/8		1	10.75	0.55	0.45	30	352.50					0.5590	197.05
ESTRIBOS							#Estribos							
MC 03: CB1 (1N-2N) -NTP m	3/8		2	2.38	0.11		20	99.76					0.5590	55.77
MC 03: CB1 (1N-2N) Nivel 1: 4.85 m	3/8		2	2.38	0.11		24	119.71					0.5590	66.92
MC 03: CB1 (1N-2N) Nivel 2: 3.05 m	3/8		2	2.38	0.11		15	74.82					0.5590	41.82
MC 03(1N-2N) -NPT m	3/8		2	11.30	0.11		20	456.56					0.5590	255.22
MC 03 (1N-2N) Nivel 1: 4.85 m	3/8		2	11.30	0.11		22	502.22					0.5590	280.74
MC 03 (1N-2N) Nivel 2: 3.05 m	3/8		2	11.30	0.11		14	319.59					0.5590	178.65
MC 03: CB1 (3N-4N) (25.00 x 75.00)	5/8		2	6.7	0.55	0.6	12			188.40			1.5520	292.40
MC 03: (3N-4N) (25.00 x 406.00)	3/8		2	6.7	0.55	0.45	36	554.40					0.5590	309.91
MC 03: CB1(5N-8N) (25.00 x 30.00)	1/2		1	13.4	0.55	0.55	6		87.00				0.9940	86.48
MC 03:(5N-8N) (25.00 x 496.00)	3/8		1	13.4	0.55	0.45	42	604.80					0.5590	338.08
ESTRIBOS							#Estribos							
MC 03: CB1 (3N-4N) Nivel 3: 3.05 m	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91					0.5590	15.04
MC 03: CB1 (3N-4N) Nivel 4: 3.05 m	3/8		1	1.68	0.11		15	26.91					0.5590	15.04
MC 03: (3N-4N) Nivel 3: 3.05 m	3/8		1	11.18	0.11		13	146.82					0.5590	82.07
MC 03: (3N-4N) Nivel 4: 3.05 m	3/8		1	11.18	0.11		13	146.82					0.5590	82.07
MC 03: CB1(5N-8N) Nivel 5: 3.05 m	3/8		1	0.78	0.11		15	13.41					0.5590	7.50
MC 03: CB1(5N-8N) Nivel 6: 3.05 m	3/8		1	0.78	0.11		15	13.41					0.5590	7.50
MC 03: CB1(5N-8N) Nivel 7: 3.05 m	3/8		1	0.78	0.11		15	13.41					0.5590	7.50
MC 03: CB1(5N-8N) Nivel 8: 3.05 m	3/8		1	0.78	0.11		15	13.41					0.5590	7.50
MC 03:(5N-8N) Nivel 5: 3.05 m	3/8		1	11.30	0.11		13	148.38					0.5590	82.95
MC 03:(5N-8N) Nivel 6: 3.05 m	3/8		1	11.30	0.11		13	148.38					0.5590	82.95
MC 03:(5N-8N) Nivel 7: 3.05 m	3/8		1	11.30	0.11		13	148.38					0.5590	82.95
MC 03:(5N-8N) Nivel 8: 3.05 m	3/8		1	11.30	0.11		13	148.38					0.5590	82.95

MURO DE CORTE: MC-04

MC04: CB (1N) (25.00 x 150.00)	3/4		2	7.71	0.55		32				528.64		2.2350	1181.51
MC04: (1N) (25.00 x 605.00)	3/8		2	7.71	0.55		54	892.08					0.5590	498.67
MC04: CB(2N) (25.00 x 150.00)	5/8		2	3.85	0.55	0.6	32			320.00			1.5520	496.64
MC04:(2N) (25.00 x 605.00)	3/8		2	3.85	0.55	0.45	54	523.80					0.5590	292.80
MC04:CB(3N-4N) (25.00 x 100.00)	5/8		2	7.2	0.55	0.6	22			367.40			1.5520	570.20
MC04:(3N-4N) (25.00 x 705.00)	3/8		2	7.2	0.55	0.45	62	1016.80					0.5590	568.39
MC04:CB(5N-6N) (25.00 x 70.00)	5/8		2	7.2	0.55	0.6	16			267.20			1.5520	414.69
MC04:(5N-6N) (25.00 x 765.00)	3/8		1	7.2	0.55	0.45	68	557.60					0.5590	311.70
MC04:CB(7N-8N) (25.00 x 30.00)	1/2		2	7.2	0.55	0.55	6		99.60				0.9940	99.00
MC04:(7N-8N) (25.00 x 845.00)	3/8		2	7.2	0.55	0.45	74	1213.60					0.5590	678.40
MC04:(7N-8N) (25.00 x 905.00)	3/8		2	7.2	0.55	0.45	74	1213.60					0.5590	678.40
ESTRIBOS							#Estribos							

MC04: CB(IN) -NTP m	3/8		2	3.18	0.11		20	131.76				0.5590	73.65
MC04: CB(IN) Nivel 1: 4.85 m	3/8		2	3.18	0.11		24	158.11				0.5590	88.38
MC04: (IN) -NTP m	3/8		1	18.28	0.11		20	367.88				0.5590	205.64
MC04: (IN) Nivel 1: 4.85 m	3/8		1	18.28	0.11		21	386.27				0.5590	215.93
MC04: CB(2N) Nivel 2: 3.05 m	3/8		2	3.18	0.11		15	98.82				0.5590	55.24
MC04:(2N) Nivel 2: 3.05 m	1/2		1	18.28	0.15		17		313.35			0.9940	311.47
MC04: CB(3N-4N) Nivel 3: 3.05 m	3/8		2	3.18	0.11		15	98.82				0.5590	55.24
MC04: CB(3N-4N) Nivel 4: 3.05 m	3/8		2	3.18	0.11		15	98.82				0.5590	55.24
MC04:(3N-4N) Nivel 3: 3.05 m	1/2		1	14.28	0.15		17		245.35			0.9940	243.88
MC04:(3N-4N) Nivel 4: 3.05 m	1/2		1	14.28	0.15		17		245.35			0.9940	243.88
MC04:CB(5N-6N) Nivel 5: 3.05 m	3/8		2	1.58	0.11		15	50.82				0.5590	28.41
MC04: CB(5N-6N) Nivel 6: 3.05 m	3/8		2	1.58	0.11		15	50.82				0.5590	28.41
MC04:(5N-6N) Nivel 5: 3.05 m	1/2		1	18.28	0.15		13		239.62			0.9940	238.18
MC04:(5N-6N) Nivel 6: 3.05 m	1/2		1	18.28	0.15		13		239.62			0.9940	238.18
MC04:CB(7N-8N) Nivel 7: 3.05 m	3/8		2	0.78	0.11		15	26.70				0.5590	14.93
MC04:CB(7N-8N) Nivel 8: 3.05 m	3/8		2	0.78	0.11		15	26.70				0.5590	14.93
MC04:(7N-8N) Nivel 7: 3.05 m	1/2		2	18.28	0.15		13		479.24			0.9940	476.37
MC04:(7N-8N) Nivel 8: 3.05 m	1/2		2	18.28	0.15		13		479.24			0.9940	476.37

MURO DE CORTE: MC-06

MC06: CB (IN) (25.00 x 75.00)	5/8		2	7.71	0.55		16			264.32		1.5520	410.22
MC06: (IN) (25.00 x 208.00)	3/8		2	7.71	0.55		18	297.36				0.5590	166.22
MC06: CB(2N) (25.00 x 50.00)	5/8		2	3.85	0.55	0.6	8			80.00		1.5520	124.16
MC06: (2N) (25.00 x 50.00)	3/8		2	3.85	0.55	0.45	18	174.60				0.5590	97.60
MC06: CB(3N-8N) (25.00 x 30.00)	1/2		2	20.6	0.55	0.55	6		260.40			0.9940	258.84
ESTRIBOS							#Estribos						
MC06: CB (IN) -NTP m	3/8		2	1.68	0.11		20	71.76				0.5590	40.11
MC06: CB (IN) Nivel 1: 4.85 m	3/8		2	1.68	0.11		24	86.11				0.5590	48.14
MC06: (IN) -NTP m	3/8		1	7.34	0.11		20	149.08				0.5590	83.34
MC06: (IN) Nivel 1: 4.85 m	3/8		1	7.34	0.11		24	178.90				0.5590	100.00
MC06: CB(2N) Nivel 2: 3.05 m	3/8		2	1.18	0.11		15	38.82				0.5590	21.70
MC06: (2N) Nivel 2: 3.05 m	3/8		1	1.18	0.11		13	16.82				0.5590	9.40
MC06: CB(3N-8N) Nivel 3: 3.05 m	3/8		2	0.78	0.11		15	26.82				0.5590	14.99
MC06: CB(3N-8N) Nivel 4: 3.05 m	3/8		2	0.78	0.11		15	26.82				0.5590	14.99
MC06: CB(3N-8N) Nivel 5: 3.05 m	3/8		2	0.78	0.11		15	26.82				0.5590	14.99
MC06: CB(3N-8N) Nivel 6: 3.05 m	3/8		2	0.78	0.11		15	26.82				0.5590	14.99
MC06: CB(3N-8N) Nivel 7: 3.05 m	3/8		2	0.78	0.11		15	26.82				0.5590	14.99
MC06: CB(3N-8N) Nivel 8: 3.05 m	3/8		2	0.78	0.11		15	26.82				0.5590	14.99
MC06: (3N-8N) Nivel 3: 3.05 m	3/8		1	7.34	0.11		13	96.90				0.5590	54.17
MC06: (3N-8N) Nivel 4: 3.05 m	3/8		2	7.34	0.11		13	193.80				0.5590	108.34
MC06: (3N-8N) Nivel 5: 3.05 m	3/8		2	7.34	0.11		13	193.80				0.5590	108.34
MC06: (3N-8N) Nivel 6: 3.05 m	3/8		2	7.34	0.11		13	193.80				0.5590	108.34
MC06: (3N-8N) Nivel 7: 3.05 m	3/8		2	7.34	0.11		13	193.80				0.5590	108.34
MC06: (3N-8N) Nivel 8: 3.05 m	3/8		2	7.34	0.11		13	193.80				0.5590	108.34

MURO DE CORTE: MC-07

MC07: CB(IN-2N) (25.00 x 125.00)	3/4		2	13.06	0.55	0.74	30				861.00	2.2350	1924.34
MC07:(IN-2N) (25.00 x 203.00)	3/8		1	13.06	0.55	0.45	9	126.54				0.5590	70.74
MC07:(IN-2N) (25.00 x 235.00)	3/8		1	13.06	0.55	0.45	10	140.60				0.5590	78.60
ESTRIBOS							#Estribos						
MC07: CB(IN-2N) -NTP m	3/8		2	2.68	0.11		20	111.76				0.5590	62.47
MC07: CB(IN-2N) Nivel 1: 4.85 m	3/8		2	2.68	0.11		24	134.11				0.5590	74.97
MC07: CB(IN-2N) Nivel 2: 3.05 m	3/8		2	2.68	0.11		15	83.82				0.5590	46.86
MC07:(IN-2N) NTP m	1/2		1	6.68	0.15		20		136.65			0.9940	135.83
MC07:(IN-2N) Nivel 1: 4.85 m	1/2		1	6.68	0.15		32		218.64			0.9940	217.32
MC07:(IN-2N) Nivel 2: 3.05 m	1/2		1	6.68	0.15		20		136.65			0.9940	135.83
MC07:(IN-2N) NTP m	1/2		1	7.38	0.15		13		97.92			0.9940	97.33

MC07:(IN-2N) Nivel 1: 4.85 m	1/2		1	7.38	0.15		32		241.04			0.9940	239.59
MC07:(IN-2N) Nivel 2: 3.05 m	1/2		1	7.38	0.15		20		150.65			0.9940	149.74
MC07: CB(3N-5N) (25.00 x 125.00)	3/4		2	10.55	0.55	0.75	30				711.00	2.2350	1589.09
MC07:(3N-5N) (25.00 x 203.00)	3/8		1	10.55	0.55	0.45	9	103.95				0.5590	58.11
MC07:(3N-5N) (25.00 x 235.00)	3/8		1	10.55	0.55	0.45	10	115.50				0.5590	64.56
ESTRIBOS							#Estribos						
MC07: CB(3N-5N) Nivel 3: 3.05 m	3/8		2	2.68	0.11		15	83.82				0.5590	46.86
MC07: CB(3N-5N) Nivel 4: 3.05 m	3/8		2	2.68	0.11		15	83.82				0.5590	46.86
MC07: CB(3N-5N) Nivel 5: 3.05 m	1/2		2	2.68	0.11		15		83.82			0.9940	83.32
MC07: CB(3N-5N) Nivel 3: 3.05 m	1/2		2	6.68	0.15		20		273.30			0.9940	271.66
MC07: CB(3N-5N) Nivel 4: 3.05 m	3/8		2	6.68	0.15		20	273.30				0.5590	152.77
MC07: CB(3N-5N) Nivel 5: 3.05 m	3/8		2	6.68	0.15		20	273.30				0.5590	152.77
MC07: (3N-5N) Nivel 3: 3.05 m	1/2		1	7.38	0.15		20		150.65			0.9940	149.74
MC07: (3N-5N) Nivel 4: 3.05 m	1/2		1	7.38	0.15		20		150.65			0.9940	149.74
MC07: (3N-5N) Nivel 5: 3.05 m	1/2		1	7.38	0.15		20		150.65			0.9940	149.74
MC07: CB(6N-8N) (25.00 x 50.00)	5/8		2	10.55	0.55	0.6	10			234.00		1.5520	363.17
MC07: (6N-8N) (25.00 x 328.00)	3/8		1	10.55	0.55	0.45	28	323.40				0.5590	180.78
MC07: (6N-8N) (25.00 x 360.00)	3/8		1	10.55	0.55	0.45	32	369.60				0.5590	206.61
ESTRIBOS							#Estribos						
MC07: CB(6N-8N) Nivel 6: 3.05 m	3/8		2	1.18	0.11		15	38.82				0.5590	21.70
MC07: CB(6N-8N) Nivel 7: 3.05 m	3/8		2	1.18	0.11		15	38.82				0.5590	21.70
MC07: CB(6N-8N) Nivel 8: 3.05 m	3/8		2	1.18	0.11		15	38.82				0.5590	21.70
MC07: (6N-8N) Nivel 6: 3.05 m	3/8		1	7.68	0.11		13	101.32				0.5590	56.64
MC07: (6N-8N) Nivel 7: 3.05 m	3/8		1	7.68	0.11		13	101.32				0.5590	56.64
MC07: (6N-8N) Nivel 8: 3.05 m	3/8		1	7.68	0.11		13	101.32				0.5590	56.64
MC07: (6N-8N) Nivel 6: 3.05 m	3/8		1	8.38	0.11		13	110.42				0.5590	61.73
MC07: (6N-8N) Nivel 7: 3.05 m	3/8		1	8.38	0.11		13	110.42				0.5590	61.73
MC07: (6N-8N) Nivel 8: 3.05 m	3/8		1	8.38	0.11		13	110.42				0.5590	61.73
MC07: CB(IN-2N)	3/4		1	13.06	0.55	0.75	36				516.96	2.2350	1155.41
MC07: CB(IN-2N)	5/8		1	13.06	0.55	0.6	32			454.72		1.5520	705.73
MC07: CB(IN-2N)	5/8		1	13.06	0.55	0.6	12			170.52		1.5520	264.65
ESTRIBOS							#Estribos						
MC07:CB (IN-2N) -NTP (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		20	45.88				0.5590	25.65
MC07:CB (IN-2N) -NTP (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		20	45.88				0.5590	25.65
MC07:CB (IN-2N) Nivel 1: 4.85 (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		24	55.06				0.5590	30.78
MC07:CB (IN-2N) Nivel 1: 4.85 (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		24	55.06				0.5590	30.78
MC07:CB (IN-2N) Nivel 2: 3.05 (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41				0.5590	19.24
MC07:CB (IN-2N) Nivel 2: 3.05 (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41				0.5590	19.24
MC07:CB (3N-5N) Nivel 3: 3.05 (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41				0.5590	19.24
MC07:CB (3N-5N) Nivel 3: 3.05 (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41				0.5590	19.24
MC07:CB (3N-5N) Nivel 4: 3.05 (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41				0.5590	19.24
MC07:CB (3N-5N) Nivel 4: 3.05 (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41				0.5590	19.24
MC07:CB (3N-5N) Nivel 5: 3.05 (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41				0.5590	19.24
MC07:CB (3N-5N) Nivel 5: 3.05 (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41				0.5590	19.24
MC07:CB (6N-8N) Nivel 6: 3.05 (0.5 x 0.25)	3/8		1	1.18	0.11		15	19.41				0.5590	10.85
MC07:CB (6N-8N) Nivel 6: 3.05 (0.5 x 0.25)	3/8		1	1.18	0.11		15	19.41				0.5590	10.85
MC07:CB (6N-8N) Nivel 7: 3.05 (0.5 x 0.25)	3/8		1	1.18	0.11		15	19.41				0.5590	10.85
MC07:CB (6N-8N) Nivel 7: 3.05 (0.5 x 0.25)	3/8		1	1.18	0.11		15	19.41				0.5590	10.85
MURO DE CORTE: MC-08													
MC08: CB(IN-2N) (25.00 x 125.00)	3/4		2	13.06	0.55	0.74	30				861.00	2.2350	1924.34
MC08:(IN-2N) (25.00 x 203.00)	3/8		1	13.06	0.55	0.45	9	126.54				0.5590	70.74
MC08:(IN-2N) (25.00 x 235.00)	3/8		1	13.06	0.55	0.45	10	140.60				0.5590	78.60
ESTRIBOS							#Estribos						
MC08: CB(IN-2N) -NTP m	3/8		2	2.68	0.11		20	111.76				0.5590	62.47

MC08: CB(IN-2N) Nivel 1: 4.85 m	3/8		2	2.68	0.11		24	134.11					0.5590	74.97
MC08: CB(IN-2N) Nivel 2: 3.05 m	3/8		2	2.68	0.11		15	83.82					0.5590	46.86
MC08:(IN-2N) NTP m	1/2		1	6.68	0.15		20		136.65				0.9940	135.83
MC08:(IN-2N) Nivel 1: 4.85 m	1/2		1	6.68	0.15		32		218.64				0.9940	217.32
MC08:(IN-2N) Nivel 2: 3.05 m	1/2		1	6.68	0.15		20		136.65				0.9940	135.83
MC08:(IN-2N) NTP m	1/2		1	7.38	0.15		13		97.92				0.9940	97.33
MC08:(IN-2N) Nivel 1: 4.85 m	1/2		1	7.38	0.15		32		241.04				0.9940	239.59
MC08:(IN-2N) Nivel 2: 3.05 m	1/2		1	7.38	0.15		20		150.65				0.9940	149.74
MC08: CB(3N-5N) (25.00 x 125.00)	3/4		2	10.55	0.55	0.75	30				711.00		2.2350	1589.09
MC08:(3N-5N) (25.00 x 203.00)	3/8		1	10.55	0.55	0.45	9	103.95					0.5590	58.11
MC08:(3N-5N) (25.00 x 235.00)	3/8		1	10.55	0.55	0.45	10	115.50					0.5590	64.56
ESTRIBOS							#Estribos							
MC08: CB(3N-5N) Nivel 3: 3.05 m	3/8		2	2.68	0.11		15	83.82					0.5590	46.86
MC08: CB(3N-5N) Nivel 4: 3.05 m	3/8		2	2.68	0.11		15	83.82					0.5590	46.86
MC08: CB(3N-5N) Nivel 5: 3.05 m	1/2		2	2.68	0.11		15		83.82				0.9940	83.32
MC08: CB(3N-5N) Nivel 3: 3.05 m	1/2		2	6.68	0.15		20		273.30				0.9940	271.66
MC08: CB(3N-5N) Nivel 4: 3.05 m	3/8		2	6.68	0.15		20	273.30					0.5590	152.77
MC08: CB(3N-5N) Nivel 5: 3.05 m	3/8		2	6.68	0.15		20	273.30					0.5590	152.77
MC08: (3N-5N) Nivel 3: 3.05 m	1/2		1	7.38	0.15		20		150.65				0.9940	149.74
MC08: (3N-5N) Nivel 4: 3.05 m	1/2		1	7.38	0.15		20		150.65				0.9940	149.74
MC08: (3N-5N) Nivel 5: 3.05 m	1/2		1	7.38	0.15		20		150.65				0.9940	149.74
MC08: CB(6N-8N) (25.00 x 50.00)	5/8		2	10.55	0.55	0.6	10			234.00			1.5520	363.17
MC08: (6N-8N) (25.00 x 328.00)	3/8		1	10.55	0.55	0.45	28	323.40					0.5590	180.78
MC08: (6N-8N) (25.00 x 360.00)	3/8		1	10.55	0.55	0.45	32	369.60					0.5590	206.61
ESTRIBOS							#Estribos							
MC08: CB(6N-8N) Nivel 6: 3.05 m	3/8		2	1.18	0.11		15	38.82					0.5590	21.70
MC08: CB(6N-8N) Nivel 7: 3.05 m	3/8		2	1.18	0.11		15	38.82					0.5590	21.70
MC08: CB(6N-8N) Nivel 8: 3.05 m	3/8		2	1.18	0.11		15	38.82					0.5590	21.70
MC08: (6N-8N) Nivel 6: 3.05 m	3/8		1	7.68	0.11		13	101.32					0.5590	56.64
MC08: (6N-8N) Nivel 7: 3.05 m	3/8		1	7.68	0.11		13	101.32					0.5590	56.64
MC08: (6N-8N) Nivel 8: 3.05 m	3/8		1	7.68	0.11		13	101.32					0.5590	56.64
MC08: (6N-8N) Nivel 6: 3.05 m	3/8		1	8.38	0.11		13	110.42					0.5590	61.73
MC08: (6N-8N) Nivel 7: 3.05 m	3/8		1	8.38	0.11		13	110.42					0.5590	61.73
MC08: (6N-8N) Nivel 8: 3.05 m	3/8		1	8.38	0.11		13	110.42					0.5590	61.73
MC08: CB(IN-2N)	3/4		1	13.06	0.55	0.75	36				516.96		2.2350	1155.41
MC08: CB(IN-2N)	5/8		1	10.55	0.55	0.6	32			374.40			1.5520	581.07
MC08: CB(IN-2N)	5/8		1	10.55	0.55	0.6	12			140.40			1.5520	217.90
ESTRIBOS							#Estribos							
MC08:CB (IN-2N) -NTP (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		20	45.88					0.5590	25.65
MC08:CB (IN-2N) -NTP (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		20	45.88					0.5590	25.65
MC08:CB (IN-2N) Nivel 1: 4.85 (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		24	55.06					0.5590	30.78
MC08:CB (IN-2N) Nivel 1: 4.85 (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		24	55.06					0.5590	30.78
MC08:CB (IN-2N) Nivel 2: 3.05 (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41					0.5590	19.24
MC08:CB (IN-2N) Nivel 2: 3.05 (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41					0.5590	19.24
MC08:CB (3N-5N) Nivel 3: 3.05 (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41					0.5590	19.24
MC08:CB (3N-5N) Nivel 3: 3.05 (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41					0.5590	19.24
MC08:CB (3N-5N) Nivel 4: 3.05 (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41					0.5590	19.24
MC08:CB (3N-5N) Nivel 4: 3.05 (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41					0.5590	19.24
MC08:CB (3N-5N) Nivel 5: 3.05 (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41					0.5590	19.24
MC08:CB (3N-5N) Nivel 5: 3.05 (1 x 0.25)	3/8		1	2.18	0.11		15	34.41					0.5590	19.24
MC08:CB (6N-8N) Nivel 6: 3.05 (0.5 x 0.25)	3/8		1	1.18	0.11		15	19.41					0.5590	10.85
MC08:CB (6N-8N) Nivel 6: 3.05 (0.5 x 0.25)	3/8		1	1.18	0.11		15	19.41					0.5590	10.85
MC08:CB (6N-8N) Nivel 7: 3.05 (0.5 x 0.25)	3/8		1	1.18	0.11		15	19.41					0.5590	10.85
MC08:CB (6N-8N) Nivel 7: 3.05 (0.5 x 0.25)	3/8		1	1.18	0.11		15	19.41					0.5590	10.85

MURO DE CORTE: MC-05

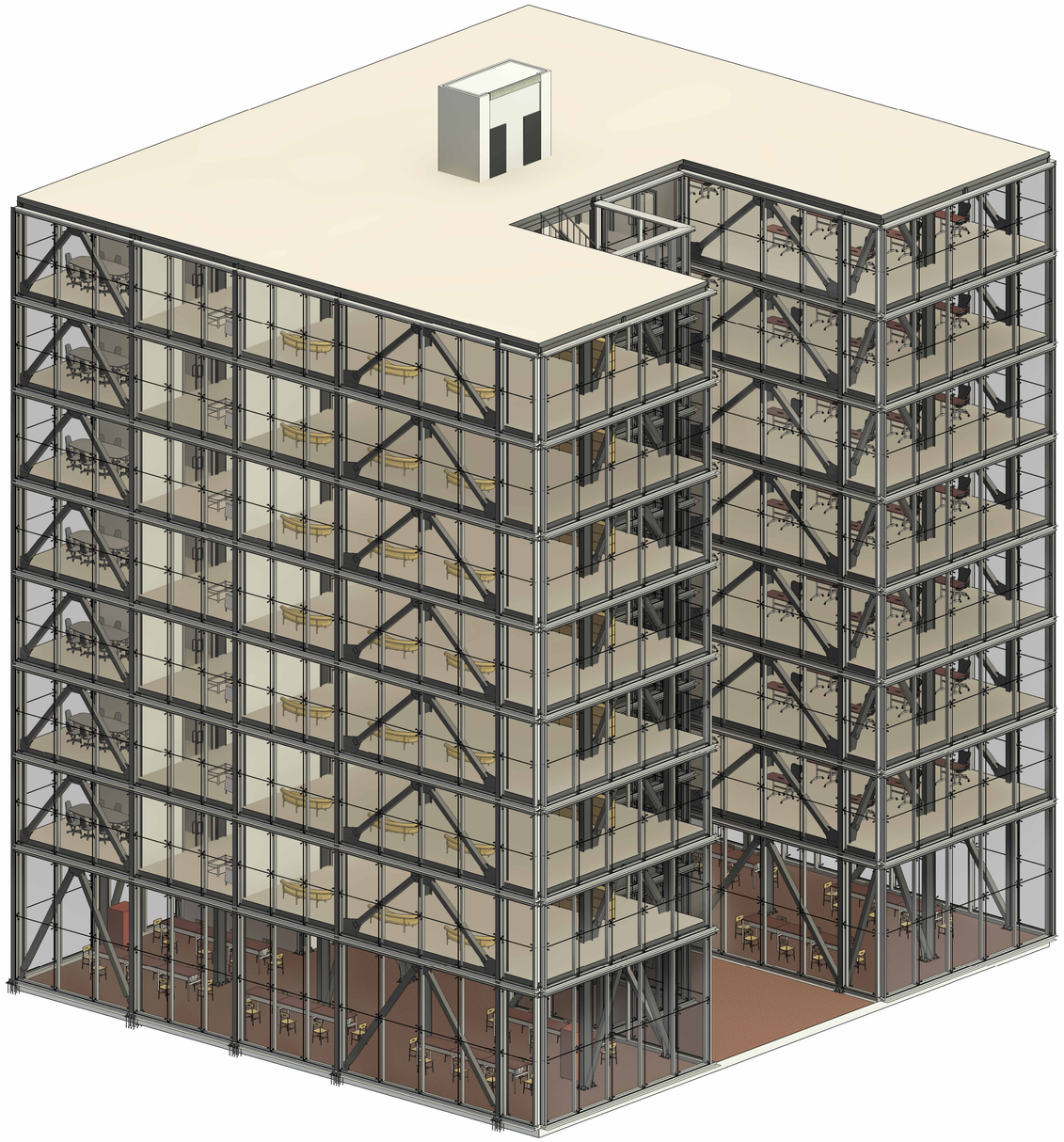
MCO5:CB(IN-2N)	5/8		4	11.06	0.55	0.6	14		683.76		1.5520	1061.20
MCO5:CB(3N-9N)	1/2		4	23.95	0.55	0.55	14		1402.80		0.9940	1394.38
ESTRIBOS							#Estribos					
MCO5:CB(IN-2N) -NTP (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		20		116.32		0.5590	65.02
MCO5:CB(IN-2N) -NTP (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		20		106.72		0.5590	59.66
MCO5:CB(IN-2N) Nivel 1: 4.85 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		25		145.40		0.5590	81.28
MCO5:CB(IN-2N) Nivel 1: 4.85 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		25		133.40		0.5590	74.57
MCO5:CB(IN-2N) Nivel 2: 3.05 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		16		93.06		0.5590	52.02
MCO5:CB(IN-2N) Nivel 2: 3.05 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		16		85.38		0.5590	47.73
MCO5:CB(3N-9N) Nivel 3: 3.05 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		16		93.06		0.5590	52.02
MCO5:CB(3N-9N) Nivel 3: 3.05 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		16		85.38		0.5590	47.73
MCO5:CB(3N-9N) Nivel 4: 3.05 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		16		93.06		0.5590	52.02
MCO5:CB(3N-9N) Nivel 4: 3.05 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		16		85.38		0.5590	47.73
MCO5:CB(3N-9N) Nivel 5: 3.05 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		16		93.06		0.5590	52.02
MCO5:CB(3N-9N) Nivel 5: 3.05 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		16		85.38		0.5590	47.73
MCO5:CB(3N-9N) Nivel 6: 3.05 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		16		93.06		0.5590	52.02
MCO5:CB(3N-9N) Nivel 6: 3.05 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		16		85.38		0.5590	47.73
MCO5:CB(3N-9N) Nivel 7: 3.05 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		16		93.06		0.5590	52.02
MCO5:CB(3N-9N) Nivel 7: 3.05 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		16		85.38		0.5590	47.73
MCO5:CB(3N-9N) Nivel 8: 3.05 (0.58 x 0.25)	3/8		4	1.34	0.11		16		93.06		0.5590	52.02
MCO5:CB(3N-9N) Nivel 8: 3.05 (0.52 x 0.25)	3/8		4	1.22	0.11		16		85.38		0.5590	47.73
MCO5: 1N-2N (25.00 x 270.00)	3/8		1	11.06	0.55	0.45	26		313.56		0.5590	175.28
MCO5: 1N-2N (25.00 x 95.00)	3/8		2	11.06	0.55	0.45	10		241.20		0.5590	134.83
MCO5: 3N-8N (25.00 x 95.00)	3/8		2	23.95	0.55	0.45	10		499.00		0.5590	278.94
MCO5: 3N-9N (25.00 x 270.00)	3/8		1	23.95	0.55	0.45	26		648.70		0.5590	362.62
ESTRIBOS							#Estribos					
MCO5: 1N-2N -NTP m	1/2		1	5.78	0.15		20		118.65		0.9940	117.94
MCO5: 1N-2N Nivel 1: 4.85 m	1/2		1	5.78	0.15		33		195.77		0.9940	194.59
MCO5: 1N-2N Nivel 2: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		21		124.58		0.9940	123.83
MCO5: 1N-2N -NTP m	1/2		1	2.28	0.15		21		51.08		0.9940	50.77
MCO5: 1N-2N Nivel 1: 4.85 m	1/2		2	2.28	0.15		33		160.54		0.9940	159.58
MCO5: 1N-2N Nivel 2: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		23		111.89		0.9940	111.22
MCO5: 3N-9N Nivel 3: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		14		68.11		0.9940	67.70
MCO5: 3N-9N Nivel 4: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		14		68.11		0.9940	67.70
MCO5: 3N-9N Nivel 5: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		14		68.11		0.9940	67.70
MCO5: 3N-9N Nivel 6: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		14		68.11		0.9940	67.70
MCO5: 3N-9N Nivel 7: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		14		68.11		0.9940	67.70
MCO5: 3N-9N Nivel 8: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		14		68.11		0.9940	67.70
MCO5: 3N-9N Nivel 9: 3.05 m	1/2		2	2.28	0.15		14		68.11		0.9940	67.70
MCO5: 3N-9N Nivel 3: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		14		83.05		0.9940	82.56
MCO5: 3N-9N Nivel 4: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		14		83.05		0.9940	82.56
MCO5: 3N-9N Nivel 5: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		14		83.05		0.9940	82.56
MCO5: 3N-9N Nivel 6: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		14		83.05		0.9940	82.56
MCO5: 3N-9N Nivel 7: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		14		83.05		0.9940	82.56
MCO5: 3N-9N Nivel 8: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		14		83.05		0.9940	82.56
MCO5: 3N-9N Nivel 9: 3.05 m	1/2		1	5.78	0.15		14		83.05		0.9940	82.56

ACERO EN SOBRECIMIENTOS E FY = 4200 KG/CM2 GRADO: 60 KG **826.12**

LONGITUDINAL												
EJE 1 Y 7	3/8		1.00	11.31	0.2		5		57.54		0.5590	32.16
EJE 2 Y 6	3/8		1.00	19.15	0.2		5		96.73		0.5590	54.07
EJE 3 Y 5	3/8		1.00	16.77	0.2		5		84.83		0.5590	47.42
EJE A	3/8		1.00	15.96	0.2		5		80.78		0.5590	45.16
EJE B	3/8		1.00	24.56	0.2		5		123.78		0.5590	69.19

EJE D	**3/8**	1.00	24.56	0.2	5	**123.78**	0.5590	**69.19**
EJE E	**3/8**	2.00	8.11	0.2	5	**83.08**	0.5590	**46.44**
EJE F	**3/8**	2.00	3.80	0.2	5	**39.99**	0.5590	**22.36**
TRANSVERSAL								
EJE 1 Y 7	**3/8**	1.00	1.25	0.2	45	**65.25**	0.5590	**36.47**
EJE 2 Y 6	**3/8**	1.00	1.25	0.2	77	**111.65**	0.5590	**62.41**
EJE 3 Y 5	**3/8**	1.00	1.25	0.2	67	**97.15**	0.5590	**54.31**
EJE A	**3/8**	1.00	1.25	0.2	64	**92.80**	0.5590	**51.88**
EJE B	**3/8**	1.00	1.25	0.2	98	**142.10**	0.5590	**79.43**
EJE D	**3/8**	1.00	1.25	0.2	98	**142.10**	0.5590	**79.43**
EJE E	**3/8**	2.00	1.25	0.2	32	**92.80**	0.5590	**51.88**
EJE F	**3/8**	2.00	1.25	0.2	15	**43.50**	0.5590	**24.32**

1.14. Planos



1 A01 VISTA 3D

USAT
Universidad Católica
Santo Toribio de Mogrovejo

AUTODESK

Autor: Orozco Piñin Ronald Alí

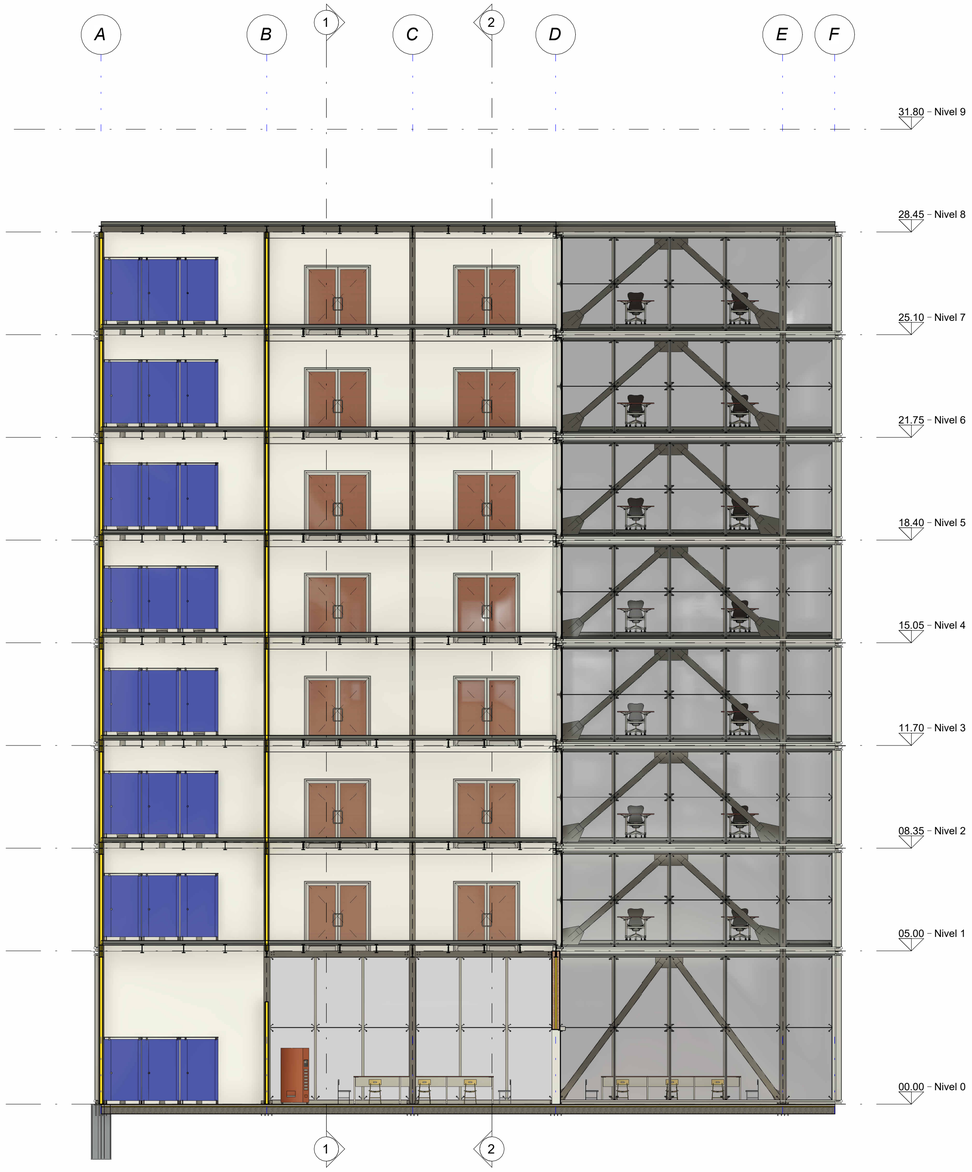
Asesor: Mag. Ing. Acero Martinez José Alberto

Análisis Comparativo del Diseño de los Sistemas Estructurales de Acero SCBF y BRBF para un Edificio de 8 Niveles en la Ciudad de Chiclayo

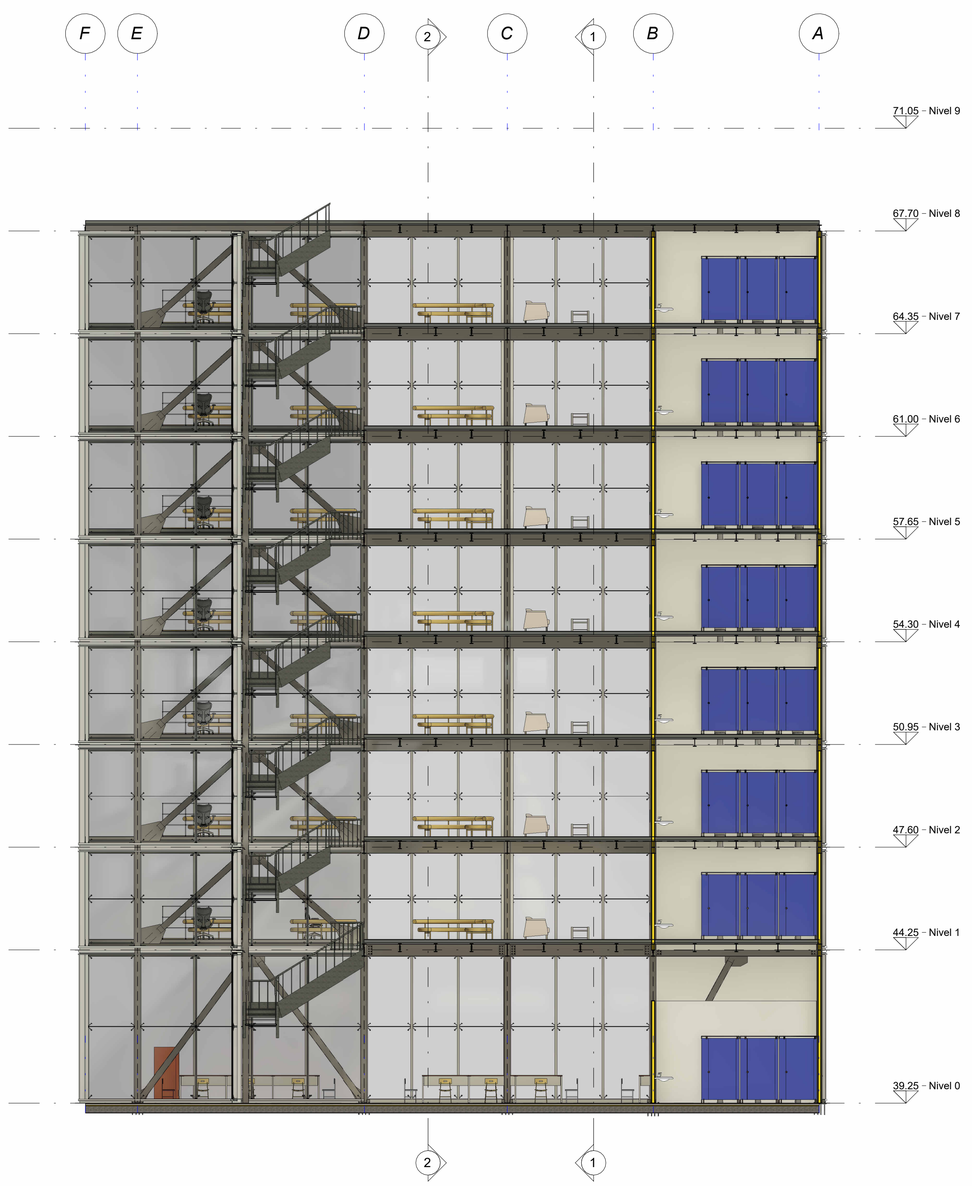
VISTA 3D

Número de proyecto	01
Fecha	Diciembre del 2021
Dibujado por	RAOP
Comprobado por	JAAM
A01	
Escala	

RAOP



1 A02 Sección 1
1 : 100



2 A02 Sección 2
1 : 100

Autor: Orozco Piñin Ronald Alí

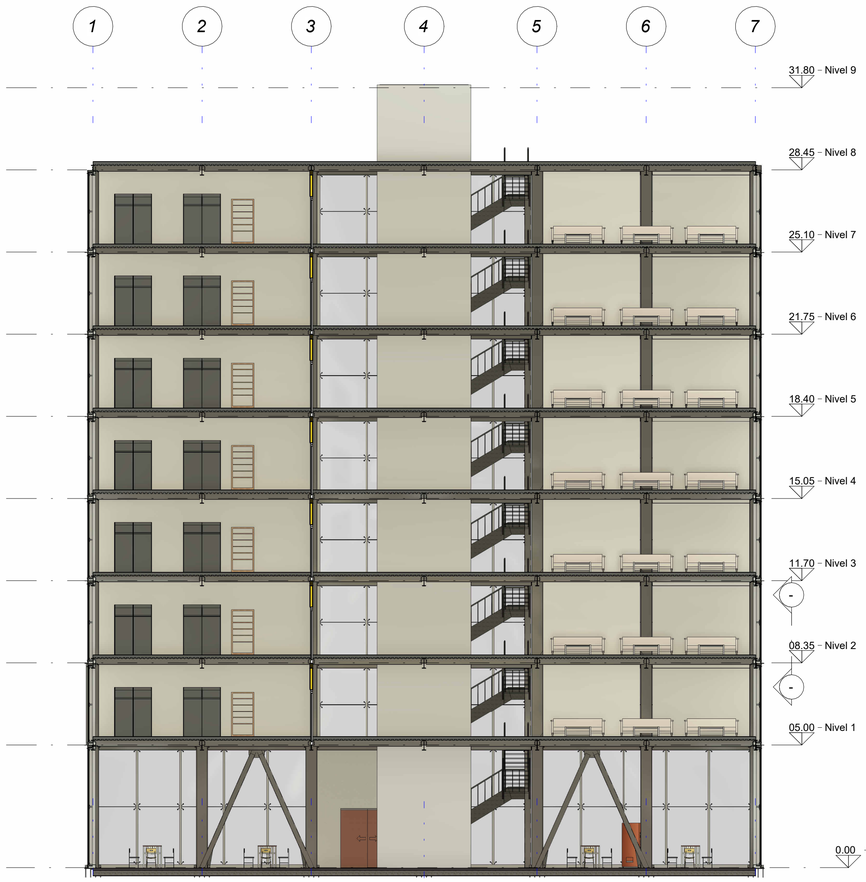
Asesor: Mag. Ing. Acero Martinez José Alberto

Análisis Comparativo del Diseño de los Sistemas Estructurales de Acero SCBF y BRBF para un Edificio de 8 Niveles en la Ciudad de Chiclayo

Secciones Longitudinales

Número de proyecto	01
Fecha	Diciembre del 2021
Dibujado por	RAOP
Comprobado por	JAAM
	A02
Escala	1 : 100

RAOP



1 A03 Sección A
1 : 125



2 A03 Sección B
1 : 125

USAT
Universidad Católica
Santo Toribio de Mogrovejo

AUTODESK.

Autor: Orozco Piñin Ronald Alí

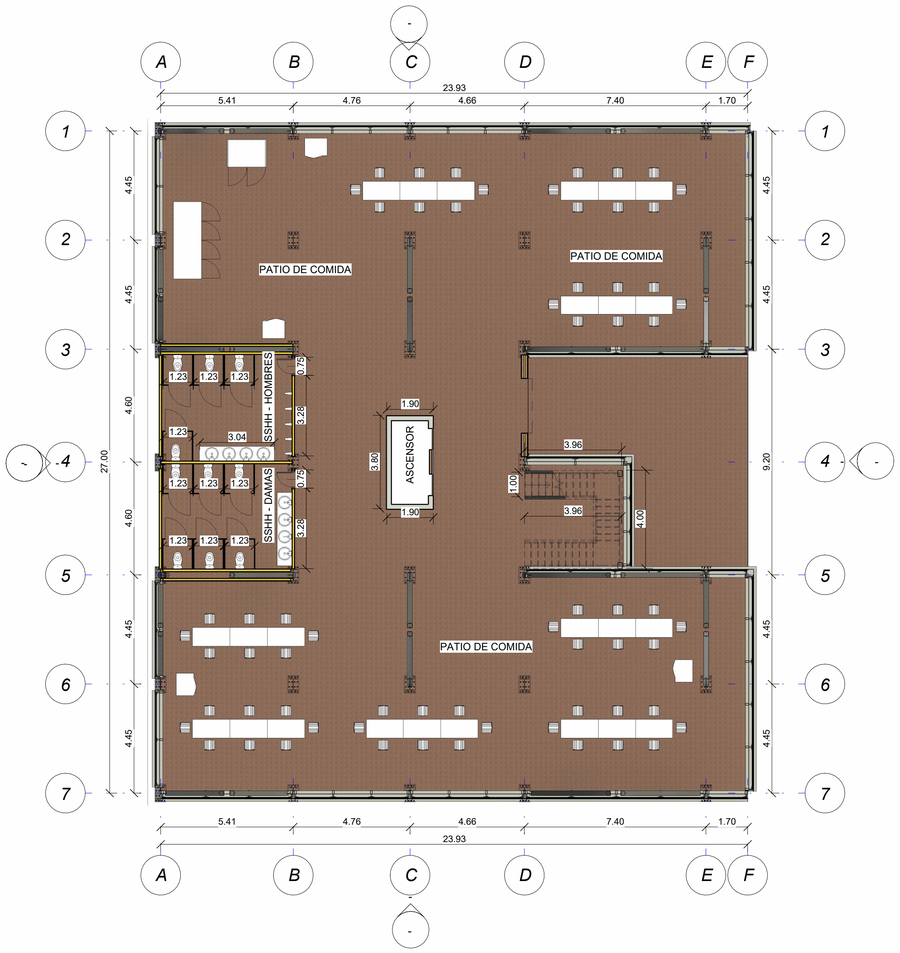
Asesor: Mag. Ing. Acero Martinez José Alberto

Análisis Comparativo del Diseño de los Sistemas Estructurales de Acero SCBF y BRBF para un Edificio de 8 Niveles en la Ciudad de Chiclayo

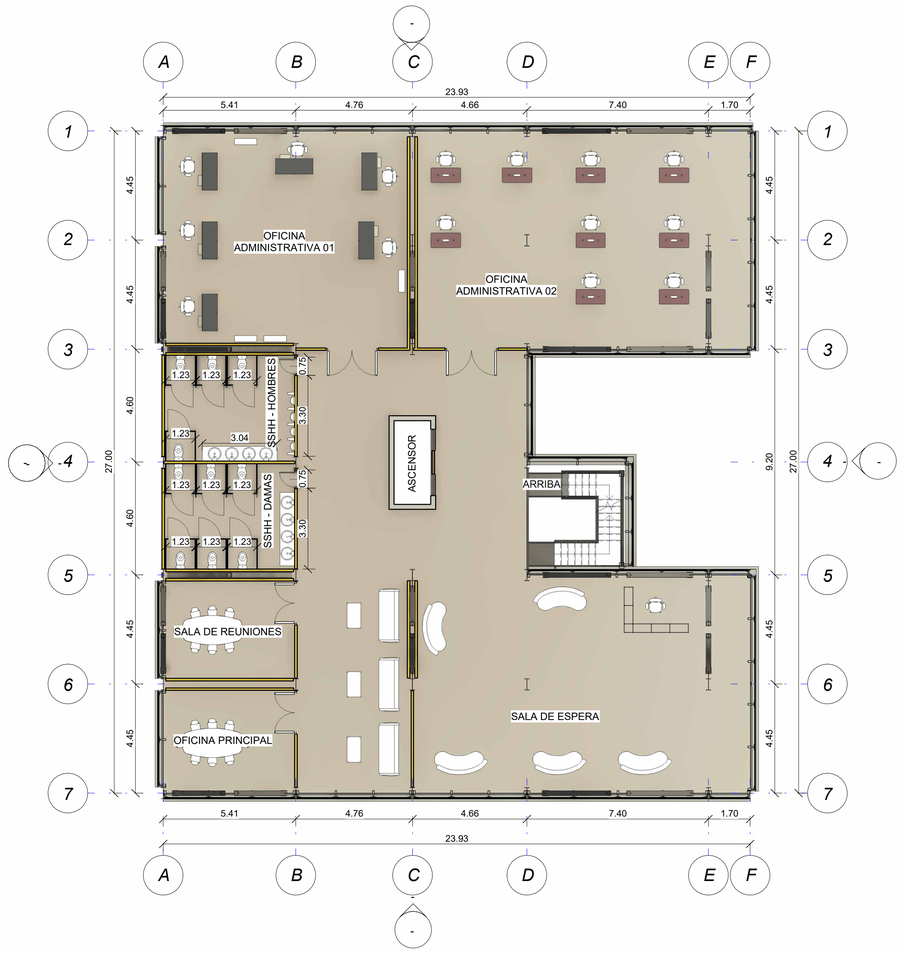
Secciones Transversales

Número de proyecto	01
Fecha	Diciembre del 2021
Dibujado por	RAOP
Comprobado por	JAAM
	A03
Escala	1 : 125

RAOP



2 Nivel 1
A04 1 : 125



1 Nivel 2 -Nivel 8
A04 1 : 125

USAT
Universidad Católica
Santo Toribio de Mogrovejo

AUTODESK.

Autor: Orozco Piñin Ronald Alí

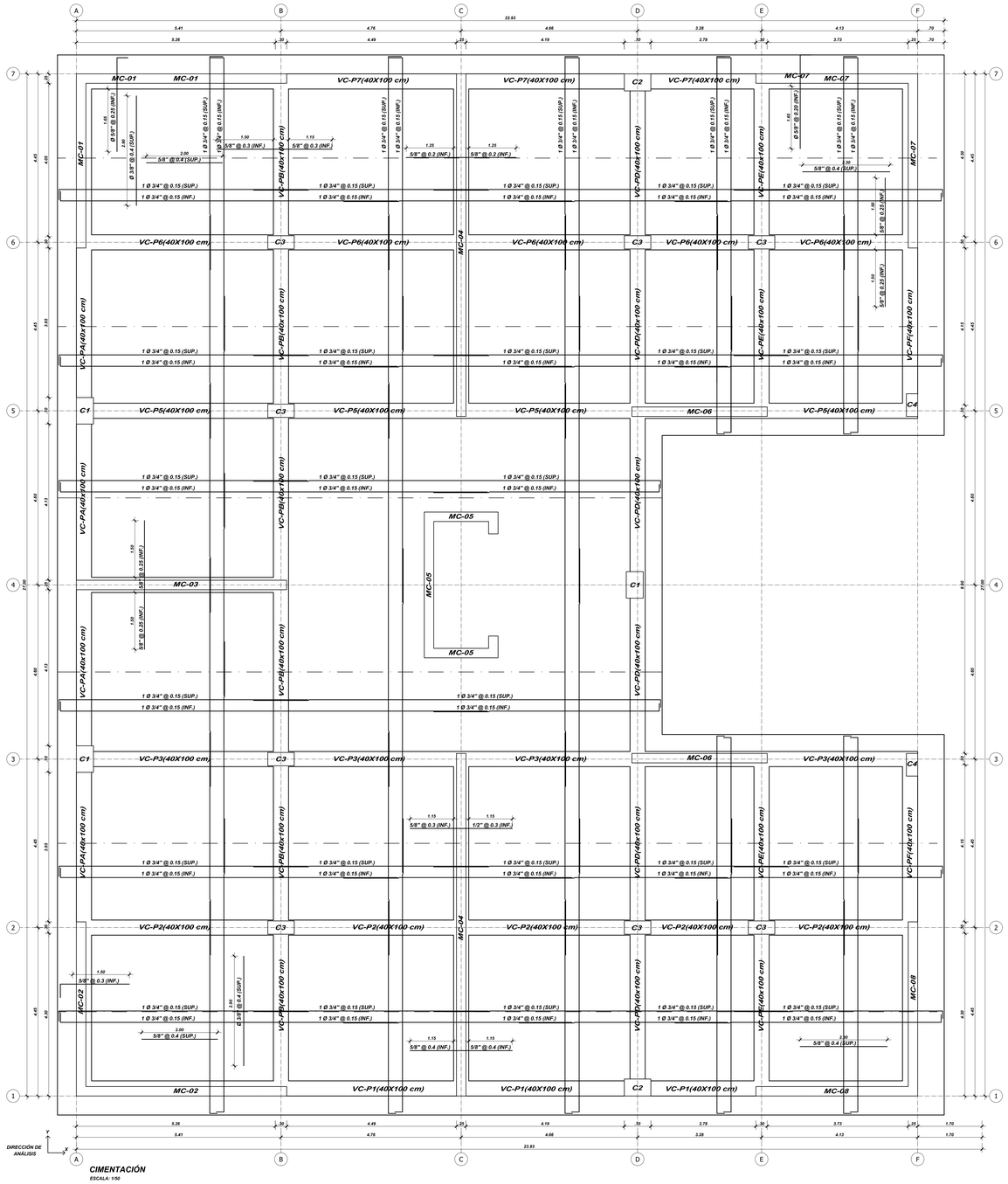
Asesor: Mag. Ing. Acero Martinez José Alberto

Análisis Comparativo del Diseño de los Sistemas Estructurales de Acero SCBF y BRBF para un Edificio de 8 Niveles en la Ciudad de Chiclayo

Planos Planta

Número de proyecto	01
Fecha	Diciembre del 2021
Dibujado por	RAOP
Comprobado por	JAAM
A04	
Escala	1 : 125

RAOP



CIMENTACIÓN
ESCALA: 1/50

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO

COLUMNAS Y PLACAS (-2.10 NPT):	f'c= 280 Kg/cm²
COLUMNAS Y PLACAS	: f'c= 210 Kg/cm²
VIGAS	: f'c= 210 Kg/cm²
LOSAS ALIGERADAS	: f'c= 210 Kg/cm²
LOSAS MACIZAS	: f'c= 210 Kg/cm²
ESCALERA	: f'c= 210 Kg/cm²
SOBRECIMIENTO ARMADO	: f'c= 280 Kg/cm² + 30% PG + Plastificante
LOSA Y VIGAS DE CIMENTACIÓN	: f'c= 280 Kg/cm² + Plastificante
SUBZAPATA (De -2.10m a -3.60m)	: f'c= 140 Kg/cm² + Plastificante

RECUBRIMIENTO

COLUMNAS Y PLACAS	: 4.00 cm
VIGAS	: 4.00 cm
LOSAS ALIGERADAS	: 2.50 cm
LOSAS MACIZAS	: 2.50 cm
ESCALERAS	: 2.50 cm
PLATEA DE CIMENTACIÓN	: 7.00 cm
VIGAS DE CIMENTACIÓN	: 7.00 cm
SOBRECIMIENTO	: 5.00 cm

<< LOS RECUBRIMIENTOS SE LOGRARAN MEDIANTE EL USO DE DADOS CONCRETO O MORTERO >>

CONDICIÓN DE LA CIMENTACIÓN

I. TIPO DE CIMENTACIÓN:
LOSA DE CIMENTACIÓN CON VIGAS
II. ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN:
LOSA DE CIMENTACIÓN CON VIGAS
III. PARÁMETRO DE DISEÑO PARA LA CIMENTACIÓN
PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN: Df = 2.10 m
PRESIÓN ADMISIBLE DEL SUELO: Qa = 2.96 kg/cm²
FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE: Fs = 3.00
NIVEL FREÁTICO: -0.54m
IV. AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN
GRADO: MODERADA
V. RECOMENDACIONES
SE USARÁ CEMENTO TIPO MS

MATERIALES

CEMENTO :-
CIMENTACIÓN : CEMENTO PORTLAND TIPO MS
REST0 DE ESTRUCTURA : CEMENTO PORTLAND TIPO I

ACERO :-
REFUERZO : ACERO fy = 4200 Kg/cm2 , GRADO 60

AGREGADOS :-
AGREGADO GRUESO : GRAVA NATURAL O TRITURADA
EL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL SERÁ
a) 3/4" PARA CIMENTACIÓN Y SOBRECIMIENTOS
b) 3/4" PARA COLUMNAS Y VIGAS ESTRUCTURALES
c) 1/2" PARA EL RESTO DE LOS ELEMENTOS
AGREGADO FINO : ARENA NATURAL O MANUFACTURADA

<< LAS PARTÍCULAS DE LOS AGREGADOS SERÁ LIMPIAS, LIBRES DE DE PARTÍCULAS ESCAMOSAS, MATERIA ORGÁNICA Y SUSTANCIAS DAÑINAS >>

ENCOFRADOS

LOS PLAZOS MÍNIMOS DE REMOCIÓN DE ENCOFRADOS Y ELEMENTOS ELEMENTOS DE SOSTÉN SE RIGIRÁN A LOS SIGUIENTES TIEMPOS:
- COSTADOS DE VIGAS Y COLUMNAS = 36 HORAS
- LOSAS
a) LUZ ≤ 2.50m = 7 DÍAS
b) LUZ> 2.50m = 1 DÍA POR CADA METRO DE EXCESO
- FONDOS DE VIGAS
a) LUZ ≤ 5.50m = 21 DÍAS
b) LUZ > 5.50m = 1 DÍA POR CADA METRO DE EXCESO
<< REALIZAR ENSAYOS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO >>

NORMAS APLICADAS

PARA TODO LO QUE NO ESTÉ ESPECIFICADO RIGEN:
REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
NORMA E.020 "CARGAS"
NORMA E.030 "DISEÑO SISMORRESISTENTE"
NORMA E.050 "SUELOS Y CIMENTACIONES"
NORMA E.060 "CONCRETO ARMADO"

SEPARACIÓN SÍSMICA

DE 7.00 CM ENTRE LA ESTRUCTURA Y EDIFICACIONES VECINAS,
Y 2.50 CM ENTRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y TABIQUES.

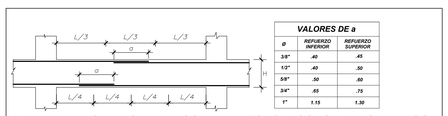
PARÁMETROS SÍSMICOS

FACTOR DE ZONA (Z)	: 0.45g (ZONA 04)
FACTOR DE USO (U)	: 1.00 (CATEGORÍA C)
FACTOR DE SUELO (S)	: 1.05 (PERFIL S2)
PERIODO DEL SUELO	: TP = 0.60 seg : TL = 2.00 seg
FACTOR DE BÁSICO DE REDUCCIÓN (Ro)	: Ro X-X = 6.00 (MUROS) : Ro Y-Y = 6.00 (MUROS)
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN ALTURA (Ia)	: Ia X-X = 1.00 : Ia Y-Y = 1.00
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA (Ip)	: Ip X-X = 0.90 : Ip Y-Y = 0.90
FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA (R)	: R X-X = 5.40 : R Y-Y = 5.40

FUERZA CORTANTE DE DISEÑO (V)	: V X-X = 766.90 Tn : V Y-Y = 754.16 Tn
PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN	: Tx = 0.576 seg : Ty = 0.474 seg

DESPLAZAMIENTOS

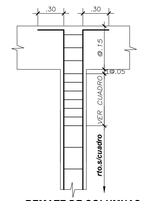
DIRECCIÓN X-X				DIRECCIÓN Y-Y			
NIVEL	ABSOLUTOS (UX)	RELATIVOS (UX)	DERIVA	NIVEL	ABSOLUTOS (UY)	RELATIVOS (UY)	DERIVA
9	13.854	0.807	0.0047	9	9.909	0.807	0.0047
8	13.047	1.711	0.0051	8	9.844	1.711	0.0051
7	11.336	1.805	0.0054	7	8.498	1.805	0.0054
6	9.532	1.873	0.0056	6	7.095	1.873	0.0056
5	7.659	1.888	0.0057	5	5.660	1.888	0.0057
4	5.770	1.820	0.0054	4	4.235	1.839	0.0054
3	3.951	1.643	0.0049	3	2.882	1.643	0.0049
2	2.307	1.334	0.0040	2	1.679	1.334	0.0040
1	0.973	0.973	0.0019	1	0.716	0.973	0.0019



EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

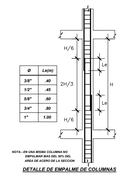
NOTA.-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8"Ø.

VALORES DE a		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

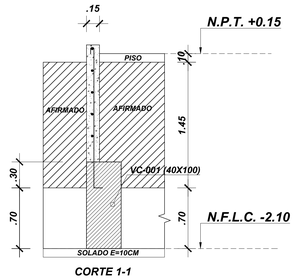


REMATE DE COLUMNAS

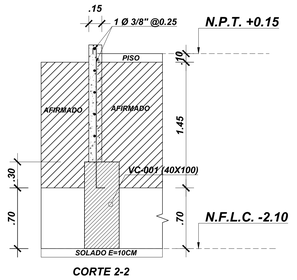
Ø	Ldg (m)
3/8"	.40
1/2"	.45
5/8"	.60
3/4"	.80
1"	1.00



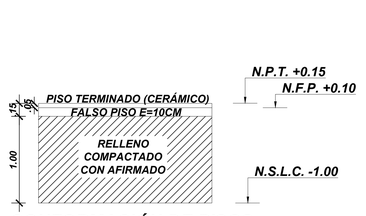
DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS



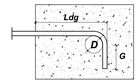
CORTE 1-1
ESCALA: 1/25



CORTE 2-2
ESCALA: 1/25



CONFORMACIÓN DE PISOS
ESCALA: 1/20

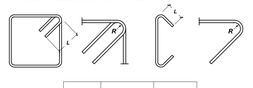


Øvarilla	Longitud de desarrollo (Ldg)	G	D
6 mm	15.00 cm	10.0 cm	4.0 cm
1/4"	15.00 cm	10.0 cm	4.0 cm
3/8"	28.00 cm	15.0 cm	6.0 cm
1/2"	28.00 cm	20.0 cm	8.0 cm
5/8"	35.00 cm	25.0 cm	10.0 cm
3/4"	42.00 cm	30.0 cm	12.0 cm
1"	56.00 cm	35.0 cm	16.0 cm

CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E

LONGITUD DE ANCLAJE Y TRASLAPE				
Øvarilla	As Inferior	As Superior		Traslape "Lt"
	H (cualquier valor)	H < 0.30m	H ≥ 0.30m	
1/4"	0.30 m	0.30 m	0.30 m	0.40 m
3/8"	0.45 m	0.45 m	0.45 m	0.60 m
1/2"	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.80 m
5/8"	0.75 m	0.75 m	0.75 m	1.00 m
3/4"	0.90 m	0.90 m	0.90 m	1.15 m
1"	1.50 m	1.50 m	1.50 m	1.95 m

DETALLE DE ESTRIBOS Y GRAPAS



Øvarilla	L	R
6mm	7.5 cm	1.5 cm
1/4"	7.5 cm	1.5 cm
3/8"	10.0 cm	2.0 cm

USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

LAMINA: **E-01**

UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

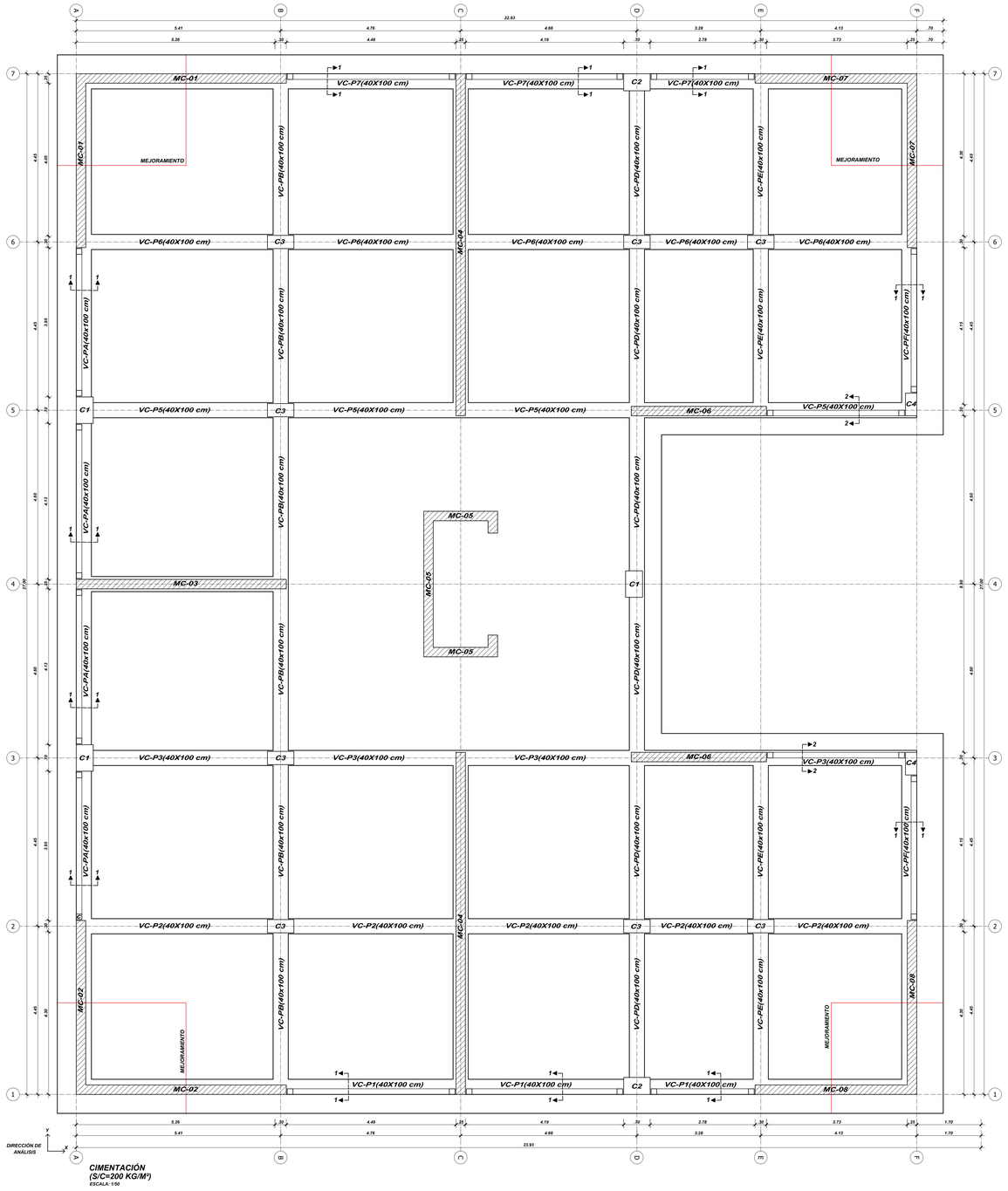
PLANO: CIMENTACIÓN

FECHA: DICIEMBRE DEL 2021

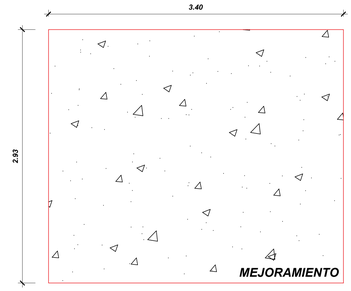
ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ

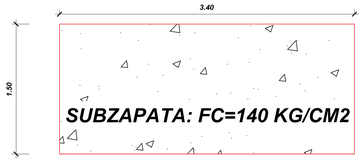
ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO

ESCALA: INDICADA

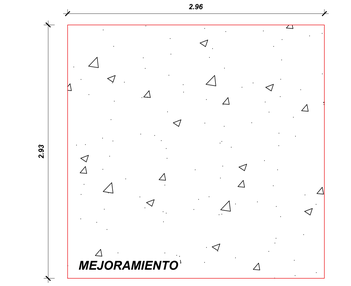


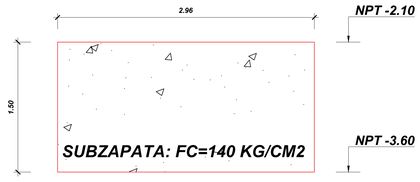
CIMENTACIÓN
(S/C=200 KG/M²)
ESCALA: 1/50





MEJORAMIENTO ENTRE EJES AB, 1-2 y 6-7
ESCALA: 1/20





MEJORAMIENTO ENTRE EJES EF, 1-2 y 6-7

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO

COLUMNAS Y PLACAS (-2.10 NPT):	f'c= 280 Kg/cm²
COLUMNAS Y PLACAS	: f'c= 210 Kg/cm²
VIGAS	: f'c= 210 Kg/cm²
LOSAS ALIGERADAS	: f'c= 210 Kg/cm²
LOSAS MACIZAS	: f'c= 210 Kg/cm²
ESCALERA	: f'c= 210 Kg/cm²
SOBRECIMIENTO ARMADO	: f'c= 280 Kg/cm² + 30% PG + Plastificante
LOSA Y VIGAS DE CIMENTACIÓN	: f'c= 280 Kg/cm² + Plastificante
SUBZAPATA (De -2.10m a -3.60m)	: f'c= 140 Kg/cm² + Plastificante

RECUBRIMIENTO

COLUMNAS Y PLACAS	: 4.00 cm
VIGAS	: 4.00 cm
LOSAS ALIGERADAS	: 2.50 cm
LOSAS MACIZAS	: 2.50 cm
ESCALERAS	: 2.50 cm
PLATEA DE CIMENTACIÓN	: 7.00 cm
VIGAS DE CIMENTACIÓN	: 7.00 cm
SOBRECIMIENTO	: 5.00 cm

<< LOS RECUBRIMIENTOS SE LOGRARAN MEDIANTE EL USO DE DADOS CONCRETO O MORTERO >>

CONDICIÓN DE LA CIMENTACIÓN

I. TIPO DE CIMENTACIÓN:
LOSA DE CIMENTACIÓN CON VIGAS
II. ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN:
LOSA DE CIMENTACIÓN CON VIGAS
III. PARÁMETRO DE DISEÑO PARA LA CIMENTACIÓN
PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN: Df = 2.10 m
PRESIÓN ADMISIBLE DEL SUELO: Qa = 2.96 kg/cm²
FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE: Fs = 3.00
NIVEL FREÁTICO: -0.94m
IV. AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN
GRADO: MODERADA
V. RECOMENDACIONES
SE USARÁ CEMENTO TIPO MS

MATERIALES

CEMENTO :-
CIMENTACIÓN : CEMENTO PORTLAND TIPO MS
RESTO DE ESTRUCTURA : CEMENTO PORTLAND TIPO I

ACERO :-
REFUERZO : ACERO fy = 4200 Kg/cm2 , GRADO 60

AGREGADOS :-
AGREGADO GRUESO : GRAVA NATURAL O TRITURADA
EL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL SERÁ
a) 3/4" PARA CIMENTACIÓN Y SOBRECIMIENTOS
b) 3/4" PARA COLUMNAS Y VIGAS ESTRUCTURALES
c) 1/2" PARA EL RESTO DE LOS ELEMENTOS
AGREGADO FINO : ARENA NATURAL O MANUFACTURADA

<< LAS PARTÍCULAS DE LOS AGREGADOS SERÁ LIMPIAS, LIBRES DE DE PARTÍCULAS ESCAMOSAS, MATERIA ORGÁNICA Y SUSTANCIAS DAÑINAS >>

ENCOFRADOS

LOS PLAZOS MÍNIMOS DE REMOCIÓN DE ENCOFRADOS Y ELEMENTOS ELEMENTOS DE SOSTÉN SE RIGIRÁN A LOS SIGUIENTES TIEMPOS:
- COSTADOS DE VIGAS Y COLUMNAS = 36 HORAS
- LOSAS
a) LUZ ≤ 2.50m = 7 DÍAS
b) LUZ > 2.50m = 1 DÍA POR CADA METRO DE EXCESO
- FONDOS DE VIGAS
a) LUZ ≤ 5.50m = 21 DÍAS
b) LUZ > 5.50m = 1 DÍA POR CADA METRO DE EXCESO
<< REALIZAR ENSAYOS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO >>

NORMAS APLICADAS

PARA TODO LO QUE NO ESTÉ ESPECIFICADO RIGEN:
REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
NORMA E.020 "CARGAS"
NORMA E.030 "DISEÑO SISMORRESISTENTE"
NORMA E.050 "SUELOS Y CIMENTACIONES"
NORMA E.060 "CONCRETO ARMADO"

SEPARACIÓN SÍSMICA

DE 7.00 CM ENTRE LA ESTRUCTURA Y EDIFICACIONES VECINAS.
Y 2.50 CM ENTRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y TABIQUES.

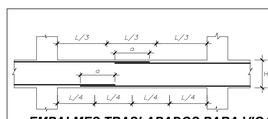
PARÁMETROS SÍSMICOS

FACTOR DE ZONA (Z)	: 0.45g (ZONA 04)
FACTOR DE USO (U)	: 1.00 (CATEGORÍA C)
FACTOR DE SUELO (S)	: 1.05 (PERFIL S2)
PERIODO DEL SUELO	: TP = 0.60 seg : TL = 2.00 seg
FACTOR DE BÁSICO DE REDUCCIÓN (Ro)	: Ro X-X = 6.00 (MUROS) : Ro Y-Y = 6.00 (MUROS)
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN ALTURA (Ia)	: Ia X-X = 1.00 : Ia Y-Y = 1.00
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA (Ip)	: Ip X-X = 0.90 : Ip Y-Y = 0.90
FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA (R)	: R X-X = 5.40 : R Y-Y = 5.40

FUERZA CORTANTE DE DISEÑO (v)	: V X-X = 766.90 Tn : V Y-Y = 754.16 Tn
PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN	: Tx = 0.576 seg : Ty = 0.474 seg

DESPLAZAMIENTOS

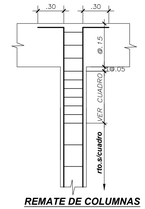
DIRECCIÓN X-X				DIRECCIÓN Y-Y			
NIVEL	ABSOLUTOS (mm)	RELATIVOS (mm)	DERIVA	NIVEL	ABSOLUTOS (mm)	RELATIVOS (mm)	DERIVA
9	13.854	0.807	0.0047	9	9.909	0.807	0.0047
8	13.047	1.711	0.0051	8	9.844	1.711	0.0051
7	11.336	1.805	0.0054	7	8.458	1.805	0.0054
6	9.532	1.873	0.0056	6	7.095	1.873	0.0056
5	7.659	1.888	0.0057	5	5.660	1.888	0.0057
4	5.770	1.820	0.0054	4	4.235	1.820	0.0054
3	3.951	1.643	0.0049	3	2.882	1.643	0.0049
2	2.307	1.334	0.0040	2	1.679	1.334	0.0040
1	0.973	0.973	0.0019	1	0.716	0.973	0.0019



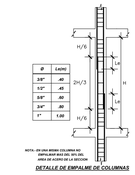
VALORES DE a		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.55	.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA.-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8"Ø.



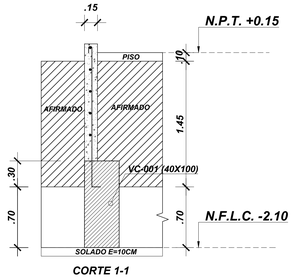
REMATE DE COLUMNAS



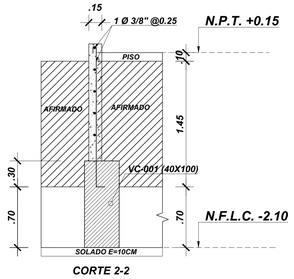
Ø	L(cm)
3/8"	.40
1/2"	.45
5/8"	.50
3/4"	.60
1"	1.00

NOTA.- EN UNA MISMA COLUMNA NO SE EMPALMARA MAS DEL 50% AREA DE ACERO DE LA SECCION

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS



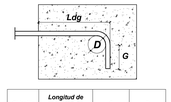
CORTE 1-1
ESCALA: 1/25



CORTE 2-2
ESCALA: 1/25



CONFORMACIÓN DE PISOS
ESCALA: 1/20



ØVarilla	Longitud de desarrollo (Ldg)	G	D
6 mm	15.00 cm	10.0 cm	4.0 cm
1/4"	15.00 cm	10.0 cm	4.0 cm
3/8"	28.00 cm	15.0 cm	6.0 cm
1/2"	28.00 cm	20.0 cm	8.0 cm
5/8"	35.00 cm	25.0 cm	10.0 cm
3/4"	42.00 cm	30.0 cm	12.0 cm
1"	56.00 cm	35.0 cm	16.0 cm

CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
6	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E

LONGITUD DE ANCLAJE Y TRASLAPE				
ØVarilla	As Inferior	As Superior		Traslape "Lt"
	H (cualquier valor)	H < 0.30m	H ≥ 0.30m	
1/4"	0.30 m	0.30 m	0.30 m	0.40 m
3/8"	0.45 m	0.45 m	0.45 m	0.60 m
1/2"	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.80 m
5/8"	0.75 m	0.75 m	0.75 m	1.00 m
3/4"	0.90 m	0.90 m	0.90 m	1.15 m
1"	1.50 m	1.50 m	1.50 m	1.95 m

DETALLE DE ESTRIBOS Y GRAPAS



ØVarilla	L	R
6mm	7.5 cm	1.5 cm
1/4"	7.5 cm	1.5 cm
3/8"	10.0 cm	2.0 cm

USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

PLANO: CIMENTACIÓN

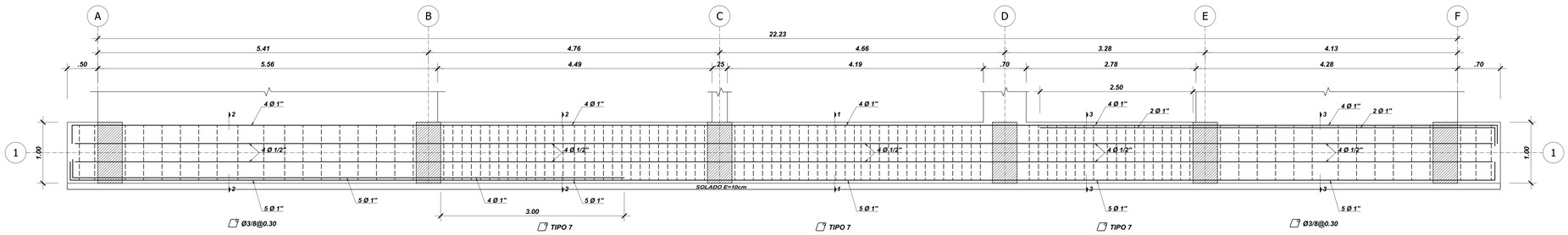
LAMINA: **E-02**

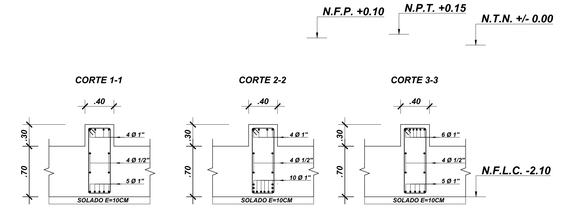
FECHA: DICIEMBRE DEL 2021

ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ

ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO

ESCALA: INDICADA

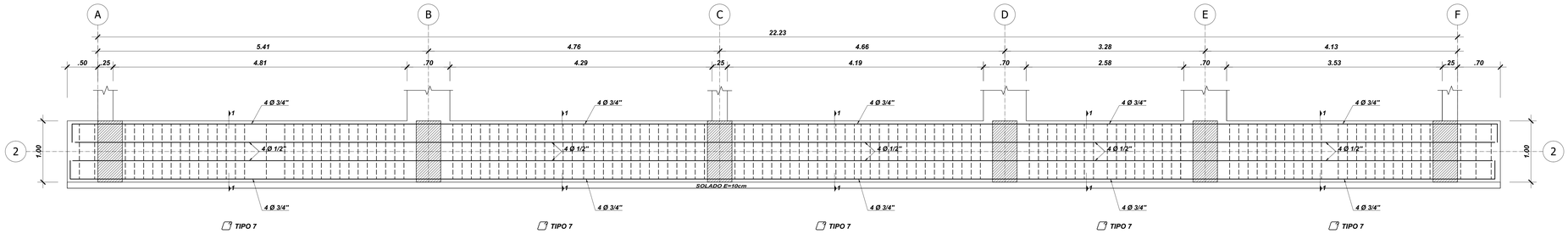


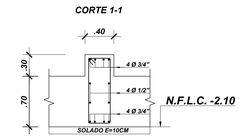


DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE 1 y 7

Escala 1/30

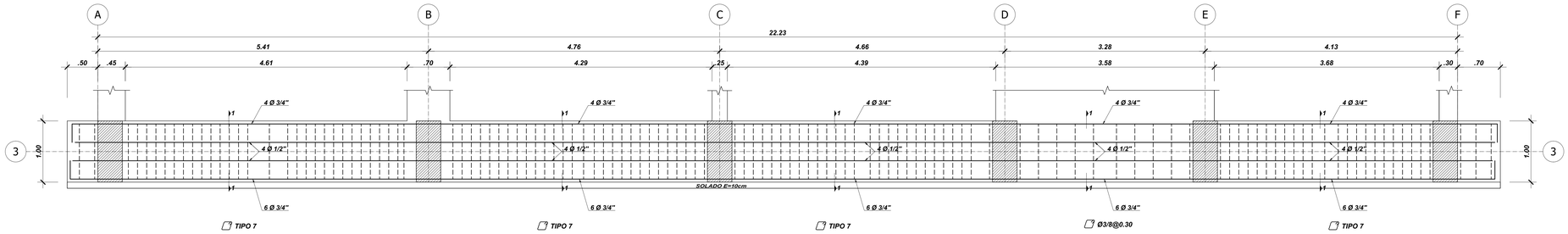
CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E

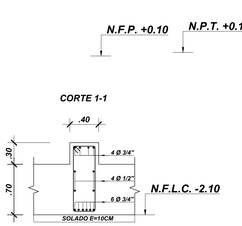




DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE 2 y 6

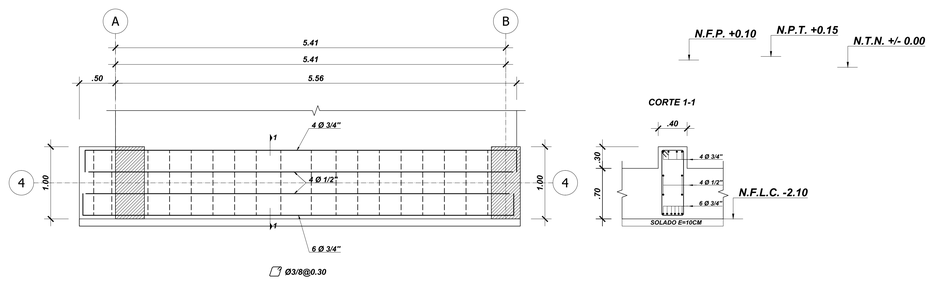
Escala 1/30





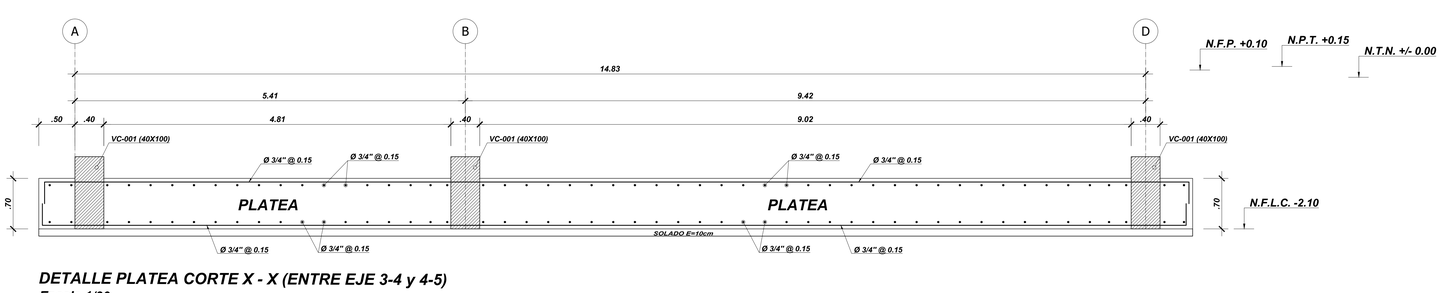
DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE 3 y 5

Escala 1/30



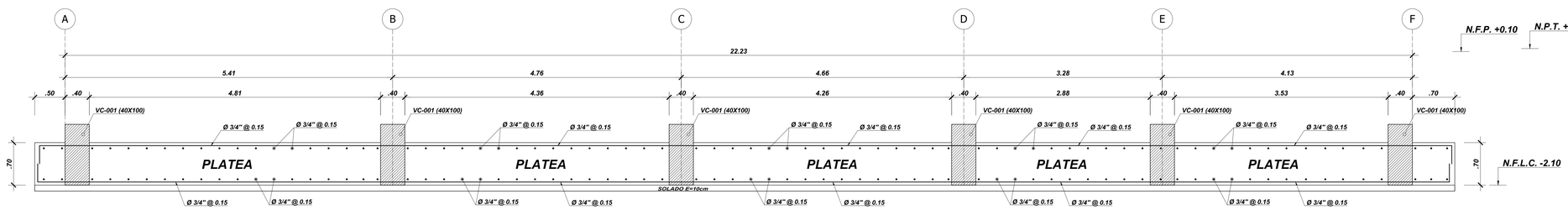
DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE 4

Escala 1/30



DETALLE PLATEA CORTE X - X (ENTRE EJE 3-4 y 4-5)

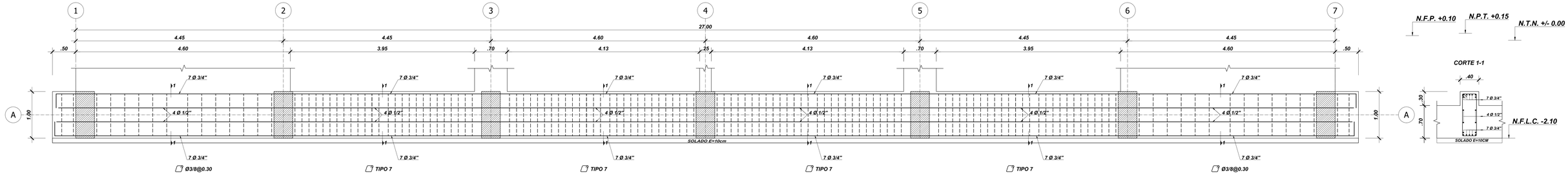
Escala 1/30



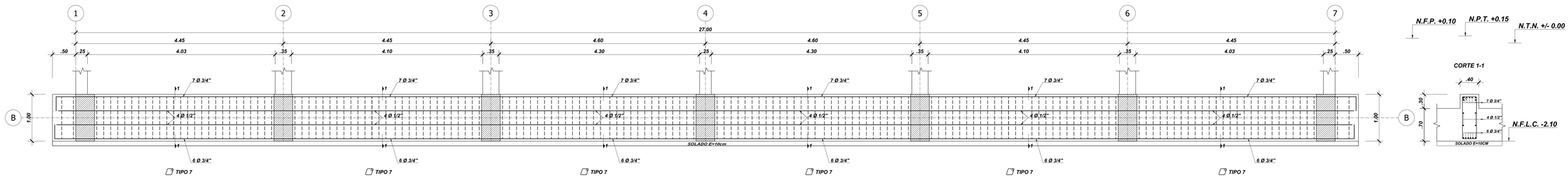
DETALLE PLATEA CORTE X - X (ENTRE EJE 1-2, 2-3, 5-6 y 6-7)

Escala 1/30

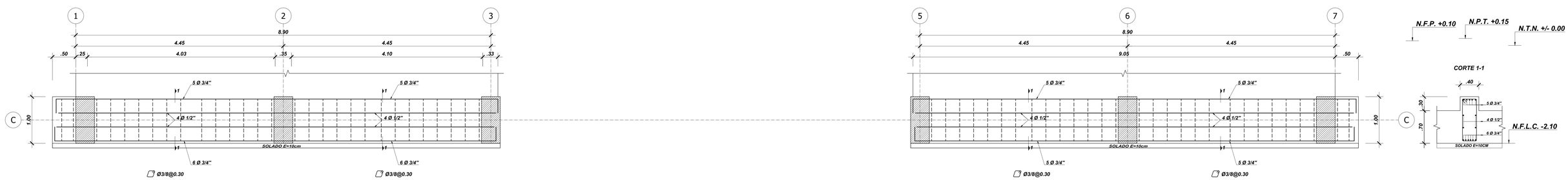
UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO			
USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo	ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO		
UBICACION Region: Lambayeque Provincia: Chiclayo Distrito: Chiclayo	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		LAMINA: E-03
	PLANO: VIGAS Y PLATEA DE CIMENTACIÓN		
FECHA: DICIEMBRE DEL 2021	ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ	ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO	ESCALA: INDICADA



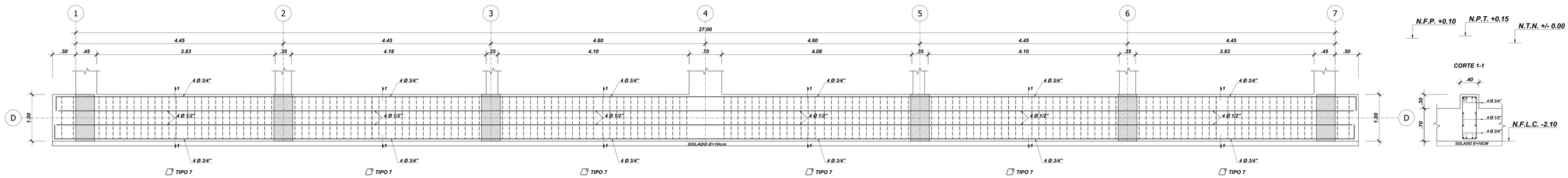
DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE A
Escala 1/30



DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE B
Escala 1/30

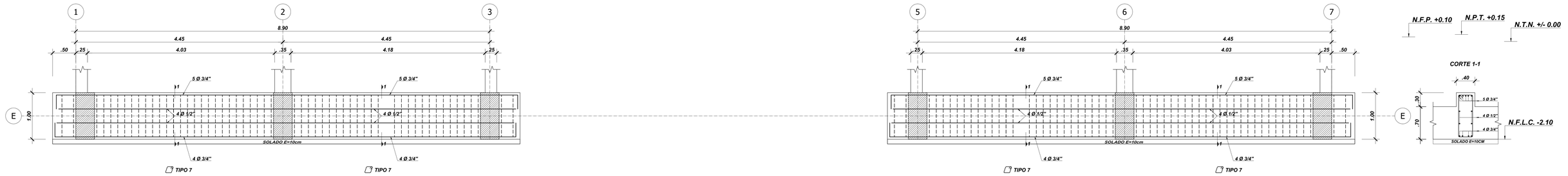


DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE C
Escala 1/30

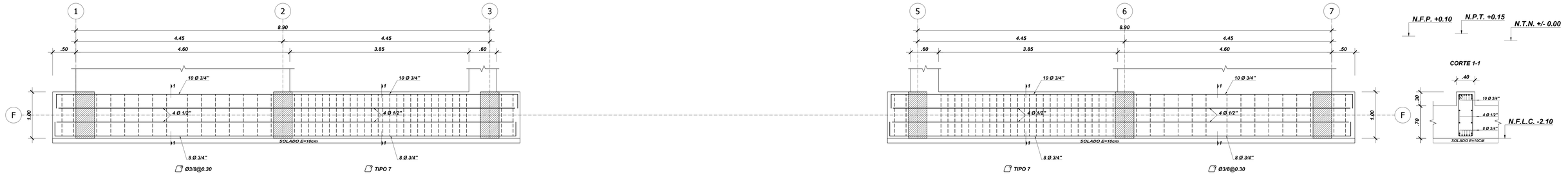


DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE D
Escala 1/30

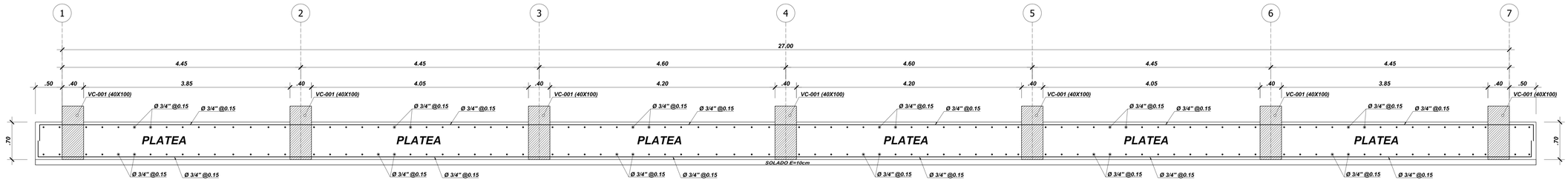
USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo	UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO	
	ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO	
UBICACION Region: Lambayeque Provincia: Chiclayo Distrito: Chiclayo	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	LAMINA: E-04
	PLANO: VIGAS Y PLATEA DE CIMENTACIÓN	
FECHA: DICIEMBRE DEL 2021	ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO	ESCALA: INDICADA



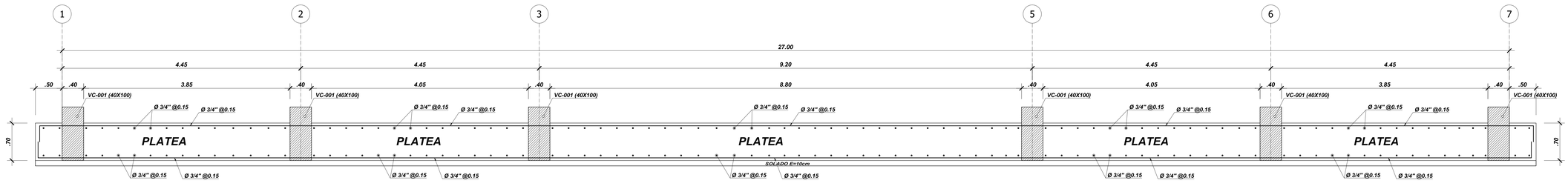
DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE E
Escala 1/30



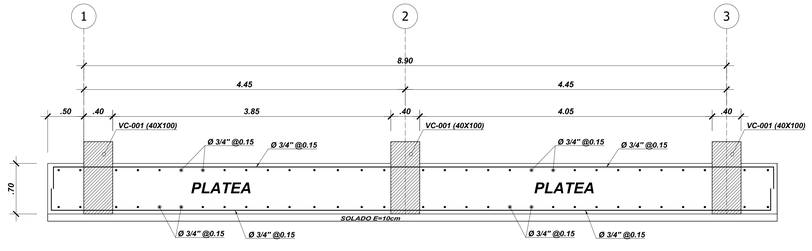
DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE F
Escala 1/30



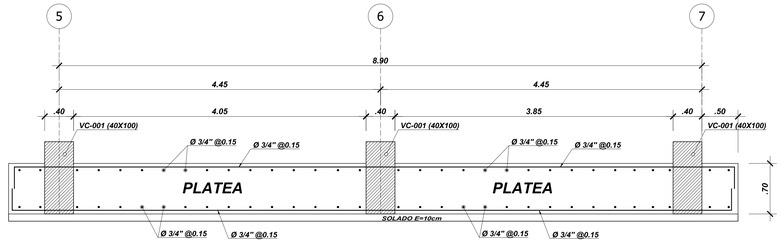
DETALLE PLATEA CORTE Y - Y (ENTRE EJE A-B)
Escala 1/30



DETALLE PLATEA CORTE Y - Y (ENTRE EJE B-C y C-D)
Escala 1/30

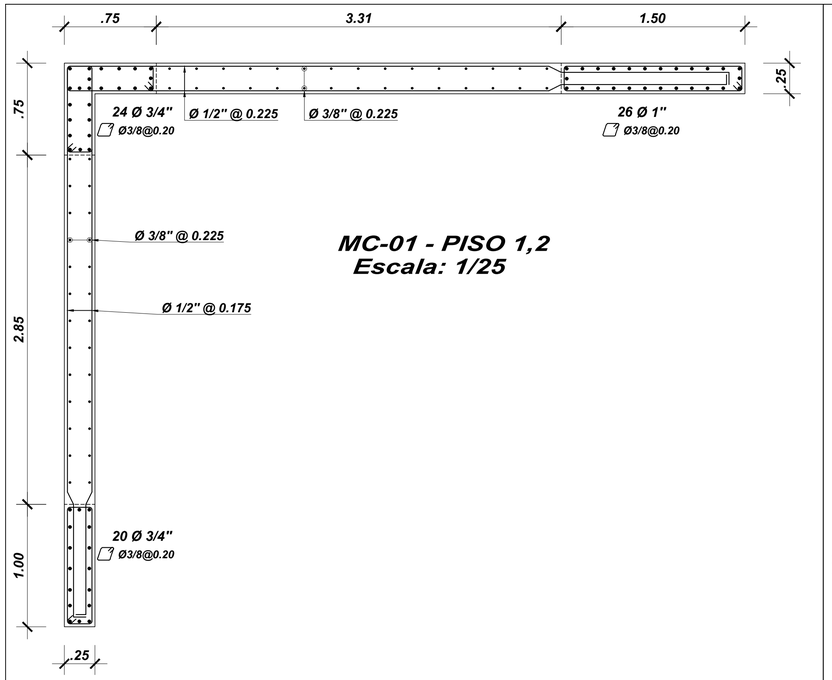


DETALLE PLATEA CORTE Y - Y (ENTRE EJE D-E y E-F)
Escala 1/30

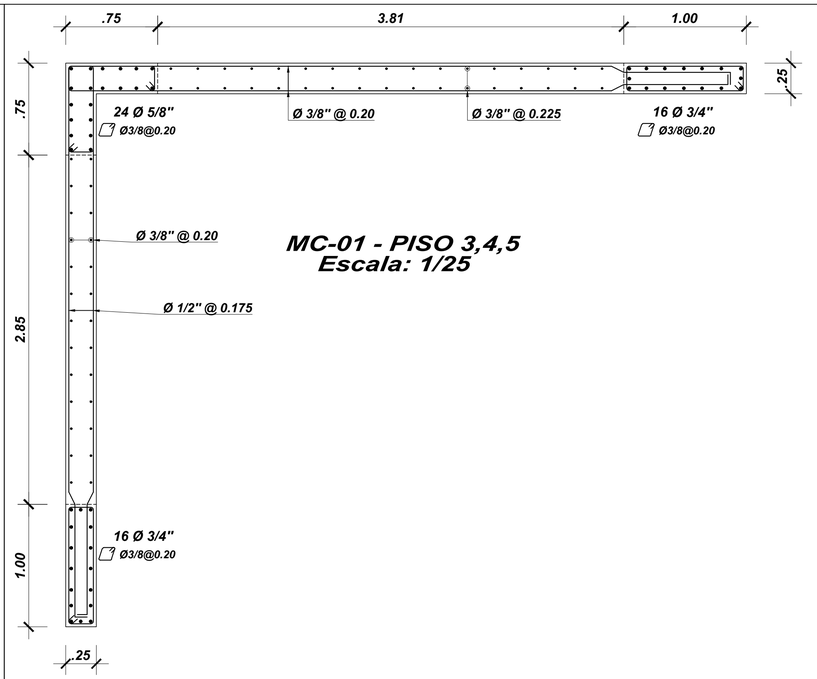


DETALLE PLATEA CORTE Y - Y (ENTRE EJE D-E y E-F)
Escala 1/30

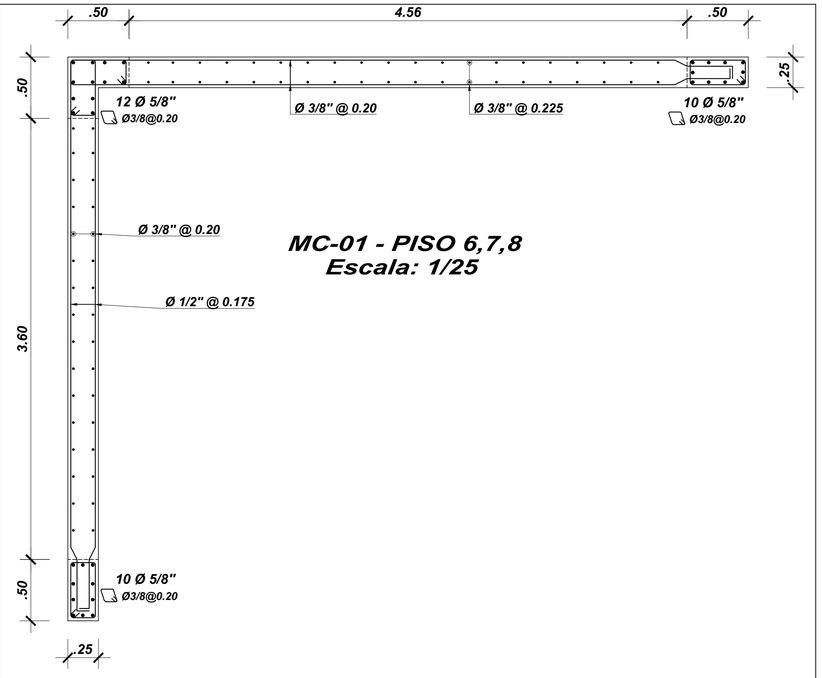
USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo	UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO	
	ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO	
UBICACION Region: Lambayeque Provincia: Chiclayo Distrito: Chiclayo	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	LAMINA: **E-05**
	PLANO: VIGAS Y PLATEA DE CIMENTACIÓN	
FECHA: *DICIEMBRE DEL 2021*	ALUMNO: *OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ* ASESOR: *MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO*	ESCALA: INDICADA



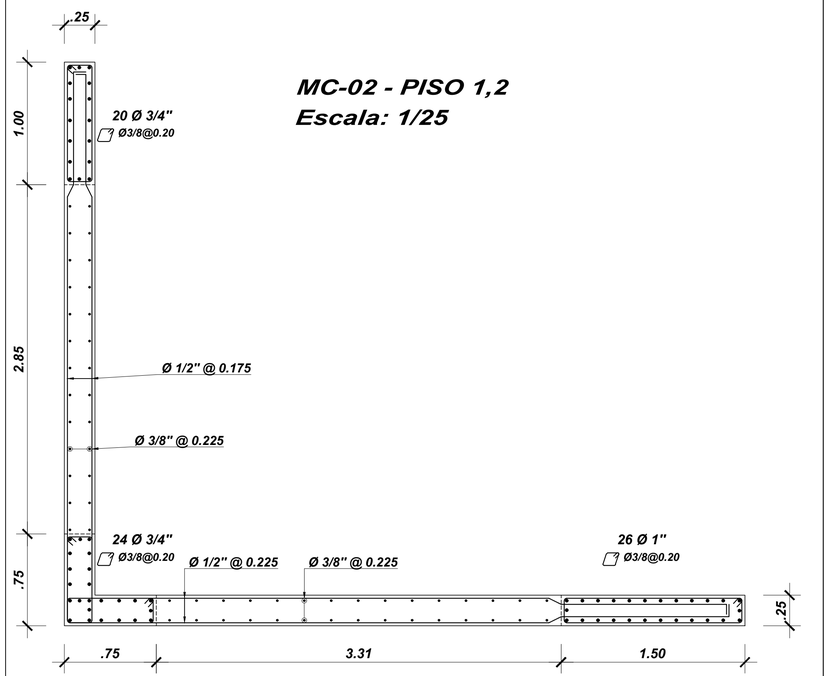
MC-01 - PISO 1,2
Escala: 1/25



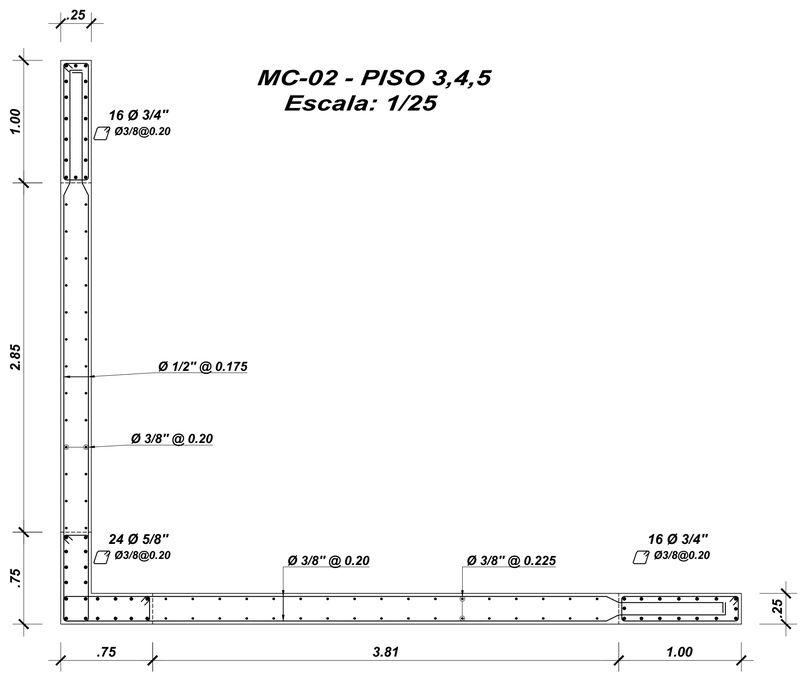
MC-01 - PISO 3,4,5
Escala: 1/25



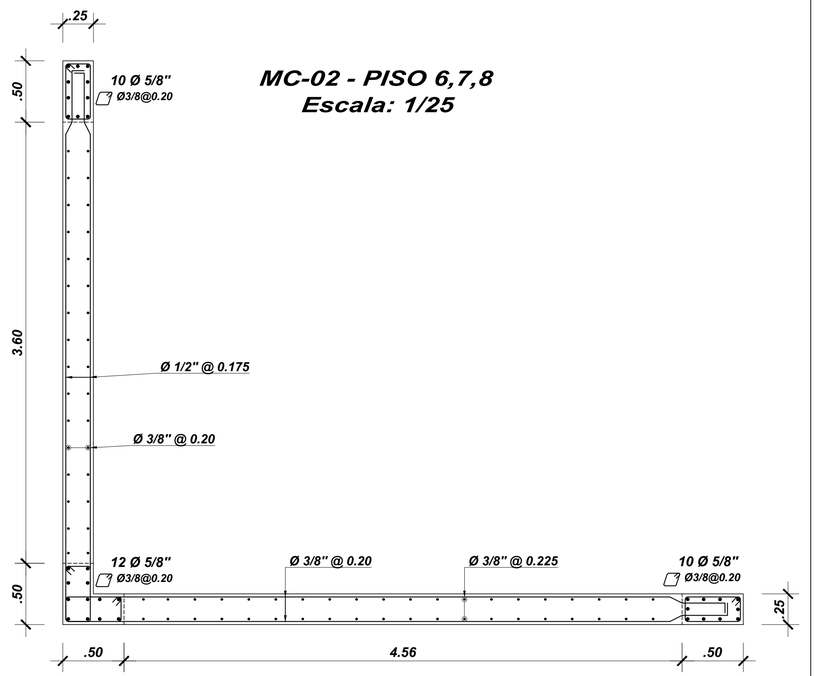
MC-01 - PISO 6,7,8
Escala: 1/25



MC-02 - PISO 1,2
Escala: 1/25



MC-02 - PISO 3,4,5
Escala: 1/25



MC-02 - PISO 6,7,8
Escala: 1/25

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

PLANO: MUROS DE CORTE

LAMINA: **E-06**

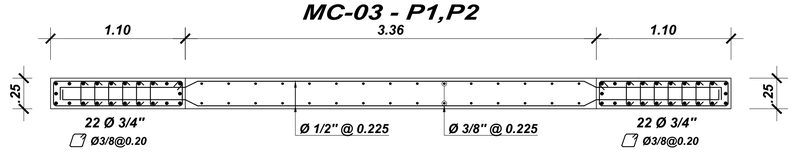
FECHA: *DICIEMBRE DEL 2021*

ALUMNO: *OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ*

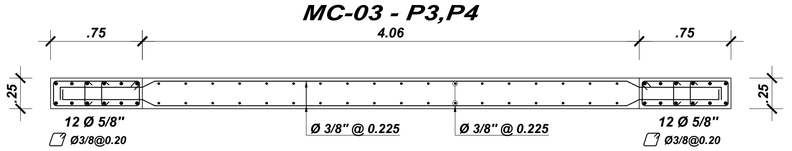
ASESOR: *MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO*

ESCALA: INDICADA

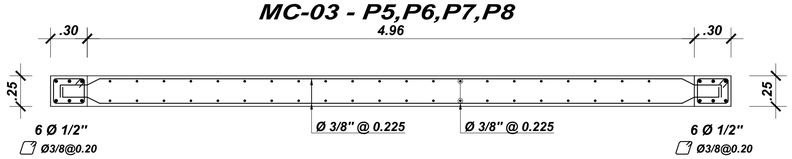
MC-03 - P1,P2



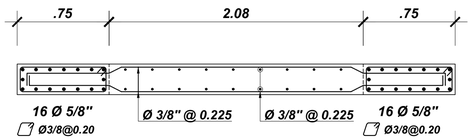
MC-03 - P3,P4



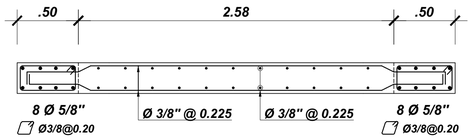
MC-03 - P5,P6,P7,P8



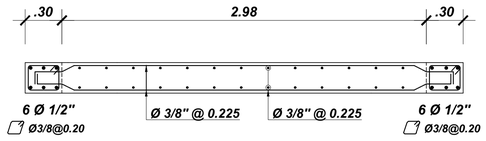
MC-06-P1



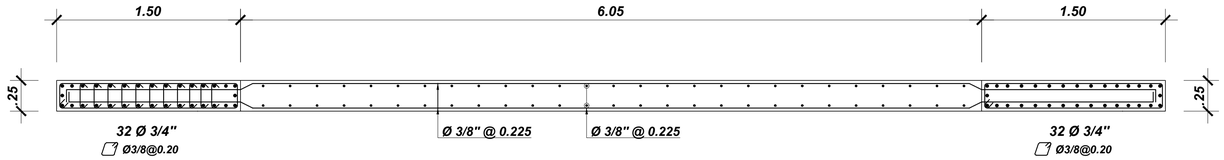
MC-06-P2



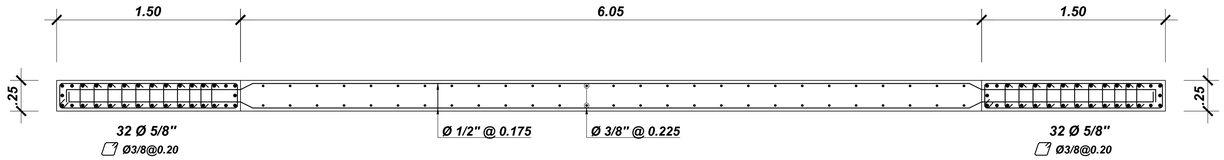
MC-06-P3,4,5,6,7,8



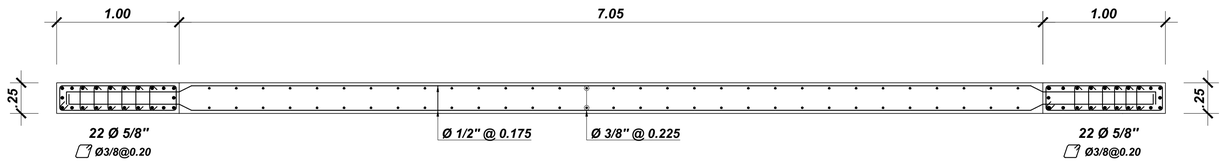
MC-04-P1



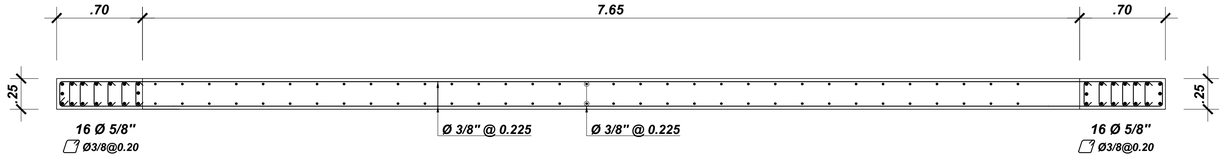
MC-04-P2



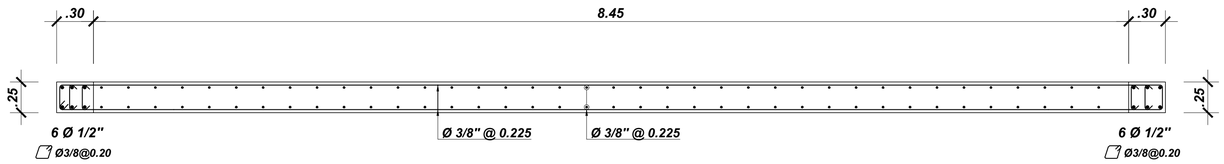
MC-04-P3



MC-04-P5,6

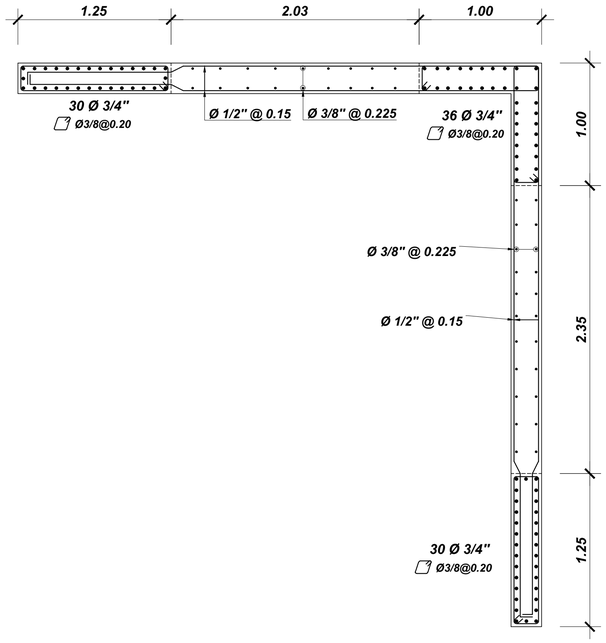


MC-04-P7,8

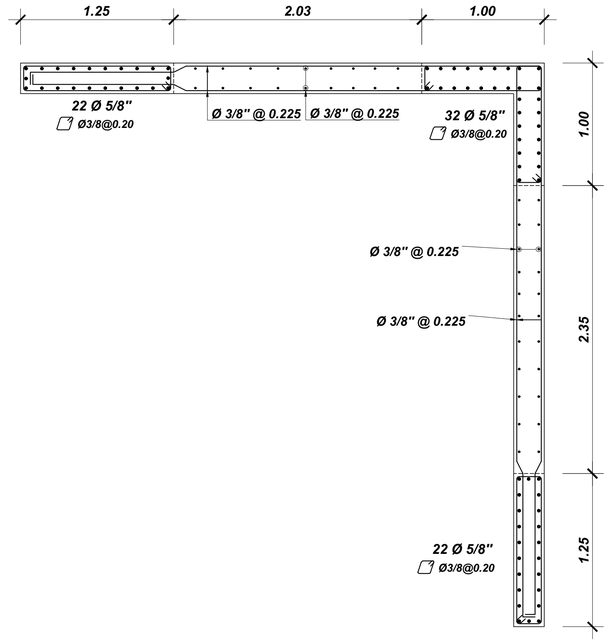


USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo	UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO	
	ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO	
UBICACION Region: Lambayeque Provincia: Chiclayo Distrito: Chiclayo	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS PLANO: MUROS DE CORTE	LAMINA: **E-07**
FECHA: *DICIEMBRE DEL 2021*	ALUMNO: *OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ* ASESOR: *MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO*	ESCALA: INDICADA

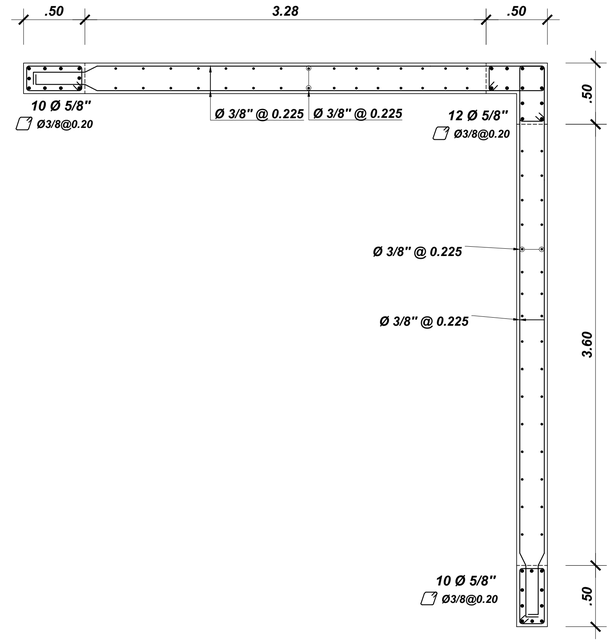
MC-07 - PISO 1,2



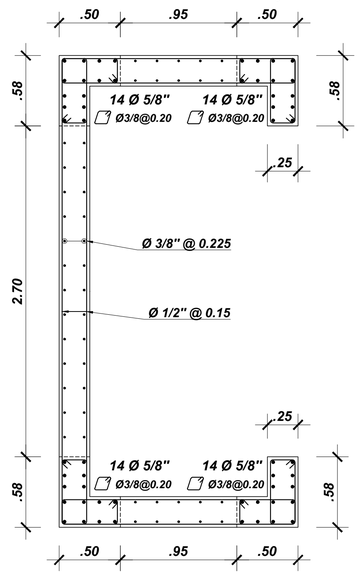
MC-07 - PISO 3,4,5



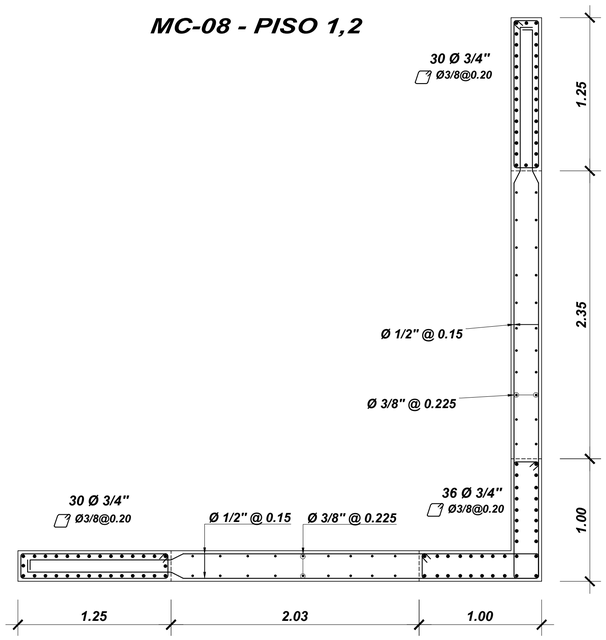
MC-07 - PISO 6,7,8



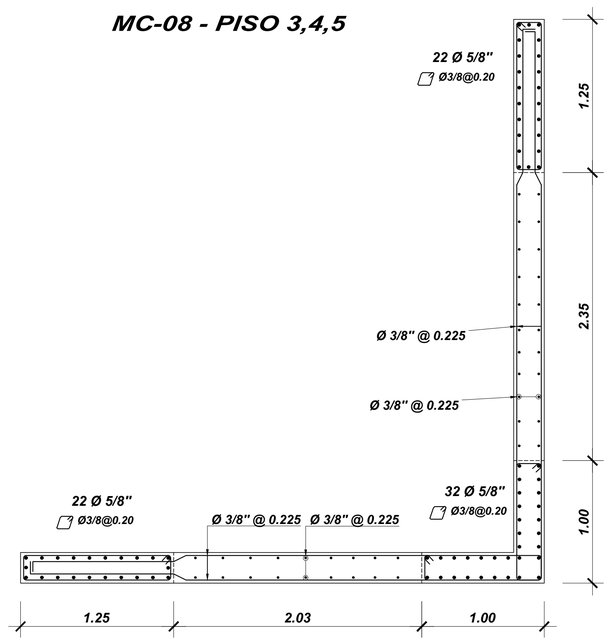
MC-05 - PISO 1,2



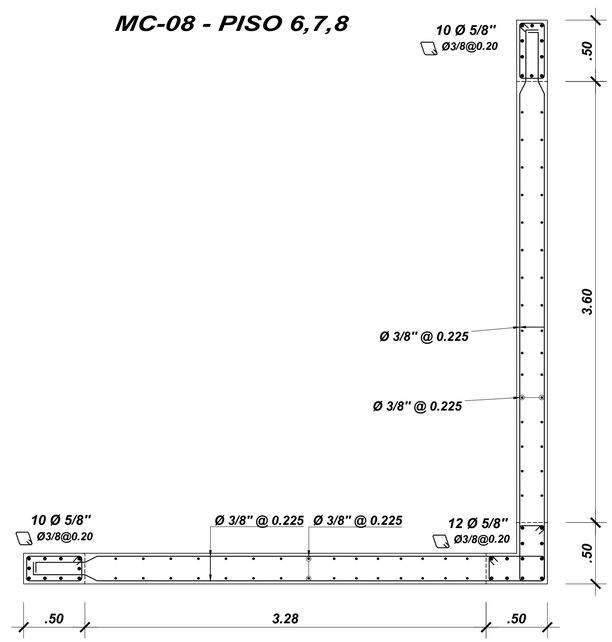
MC-08 - PISO 1,2



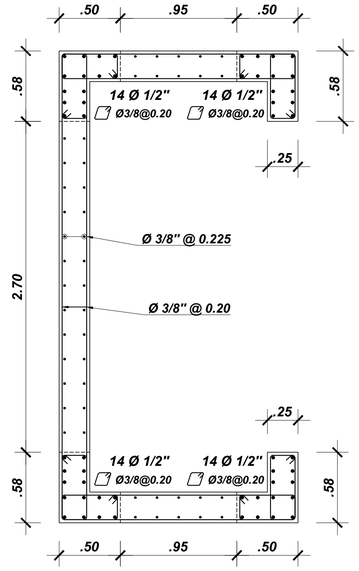
MC-08 - PISO 3,4,5



MC-08 - PISO 6,7,8



MC-05 - PISO 3,4,5,6,7,8,9

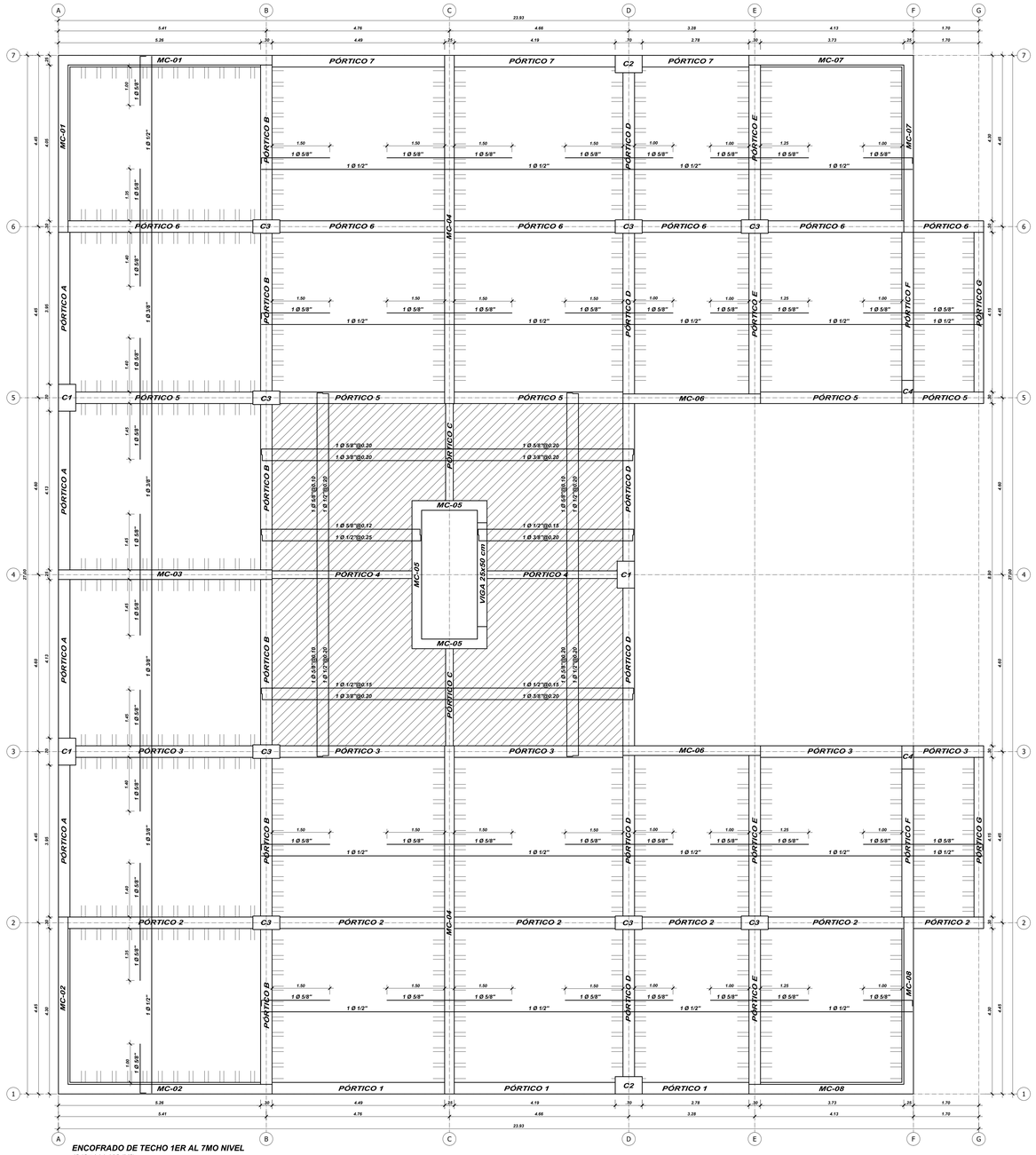


UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

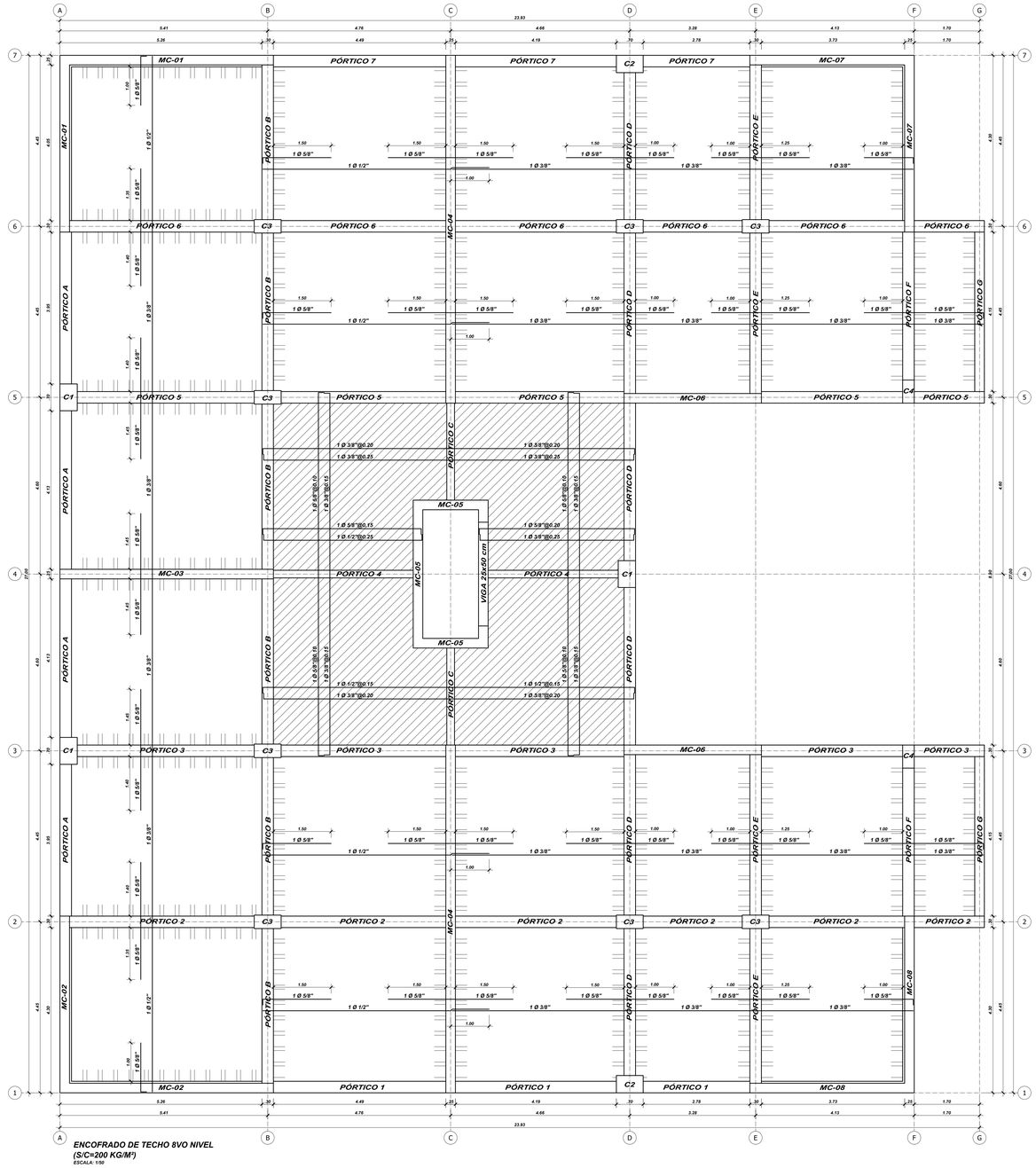
USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

UBICACION Region: Lambayeque Provincia: Chiclayo Distrito: Chiclayo	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS PLANO: MUROS DE CORTE	LAMINA: **E-08**
FECHA: *DICIEMBRE DEL 2021*	ALUMNO: *OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ* ASESOR: *MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO*	ESCALA: INDICADA



ENCOFRADO DE TECHO 1ER AL 7MO NIVEL
(S/C=200 KG/M²)
ESCALA: 1/50



ENCOFRADO DE TECHO 8VO NIVEL
(S/C=200 KG/M²)
ESCALA: 1/50

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO

COLUMNAS Y PLACAS	: f'c= 210 Kg/cm2
VIGAS	: f'c= 210 Kg/cm2
LOSAS ALIGERADAS	: f'c= 210 Kg/cm2
LOSAS MACIZAS	: f'c= 210 Kg/cm2
ESCALERA	: f'c= 210 Kg/cm2

RECUBRIMIENTO

VIGAS	: 4.00 cm
COLUMNAS Y PLACAS	: 4.00 cm
LOSAS ALIGERADAS	: 2.50 cm
LOSAS MACIZAS	: 2.50 cm
ESCALERAS	: 2.50 cm

<< LOS RECUBRIMIENTOS SE LOGRARAN MEDIANTE EL EL USO DE DADOS CONCRETO O MORTERO >>

NORMAS APLICADAS

PARA TODO LO QUE NO ESTÉ ESPECIFICADO RIGEN:
REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
NORMA E.020 "CARGAS"
NORMA E.030 "DISEÑO SISMORRESISTENTE"
NORMA E.050 "SUELOS Y CIMENTACIONES"
NORMA E.060 "CONCRETO ARMADO"
NORMA E.070 "ALBAÑILERIA"

PARÁMETROS SÍSMICOS

FACTOR DE ZONA (Z)	: 0.45g (ZONA 04)
FACTOR DE USO (U)	: 1.00 (CATEGORÍA C)
FACTOR DE SUELO (S)	: 1.05 (PERFIL S2)
PERIODO DEL SUELO	: TP = 0.60 seg : TL = 2.00 seg
FACTOR DE BÁSICO DE REDUCCIÓN (Ro)	: Ro X-X = 6.00 (M. ESTRUCTURALES) : Ro Y-Y = 6.00 (M. ESTRUCTURALES)
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN ALTURA (Ia)	: Ia X-X = 1.00 : Ia Y-Y = 1.00
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA (Ip)	: Ip X-X = 1.00 : Ip Y-Y = 1.00
FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA (R)	: R X-X = 6.00 : R Y-Y = 6.00
FUERZA CORTANTE DE DISEÑO (V)	: V X-X = 155.83 Tn : V Y-Y = 155.09 Tn

PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN : Tx = 0.41 seg
: Ty = 0.43 seg

DESPLAZAMIENTOS

DIRECCIÓN X-X				DIRECCIÓN Y-Y				
NIVEL	ABSOLUTOS (cm)	RELATIVOS (cm)	DERIVA	NIVEL	ABSOLUTOS (cm)	RELATIVOS (cm)	DERIVA
5	5.9612	0.9918	0.0035	5	6.0179	0.9805	0.0035
4	4.9694	1.1952	0.0043	4	5.0373	1.2047	0.0043
3	3.7742	1.3771	0.0046	3	3.8327	1.3694	0.0049
2	2.4971	1.2884	0.0046	2	2.4633	1.3451	0.0048
1	1.2087	1.2087	0.0032	1	1.1183	1.1183	0.0029

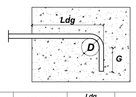
MATERIALES

CEMENTO .-
ESTRUCTURA : CEMENTO PORTLAND MS
ACERO .-
REFUERZO : ACERO fy = 4200 Kg/cm2 , GRADO 60

AGREGADOS .-
AGREGADO GRUESO : GRAVA NATURAL O TRITURADA
EL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL SERÁ
a) 3/4" PARA CIMENTACIÓN Y SOBRECIMENTOS
b) 3/4" PARA COLUMNAS Y VIGAS ESTRUCTURALES
c) 1/2" PARA EL RESTO DE LOS ELEMENTOS
AGREGADO FINO : ARENA NATURAL O MANUFACTURADA
<< LAS PARTÍCULAS DE LOS AGREGADOS SERÁ LIMPIAS, LIBRES DE DE PARTÍCULAS ESCAMOSAS, MATERIA ORGÁNICA Y SUSTANCIAS DAÑINAS >>

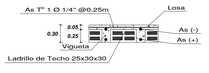
ENCOFRADOS

LOS PLAZOS MÍNIMOS DE REMOCIÓN DE ENCOFRADOS Y ELEMENTOS ELEMENTOS DE SOSTÉN SE REGIRÁN A LOS SIGUIENTES TIEMPOS:
- COSTADOS DE VIGAS Y COLUMNAS > 36 HORAS
- LOSAS
a) LUZ ≤ 2.50m = 7 DÍAS
b) LUZ > 2.50m = 1 DÍA POR CADA METRO DE EXCESO
- FONDOS DE VIGAS
a) LUZ ≤ 5.50m = 21 DÍAS
b) LUZ > 5.50m = 1 DÍA POR CADA METRO DE EXCESO
<< REALIZAR ENSAYOS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO >>

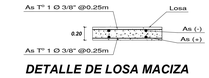


ØVarilla	Longitud de desarrollo (Ldg)	Ldg (Reducido por cambio de recubrimiento)	G	D
6 mm	15.00 cm	15.00 cm	10.0 cm	4.0 cm
1/4"	15.00 cm	15.00 cm	10.0 cm	4.0 cm
3/8"	28.00 cm	15.00 cm	15.0 cm	6.0 cm
1/2"	28.00 cm	20.00 cm	20.0 cm	8.0 cm
5/8"	35.00 cm	25.00 cm	25.0 cm	10.0 cm
3/4"	42.00 cm	29.00 cm	30.0 cm	12.0 cm
1"	56.00 cm	39.00 cm	35.0 cm	16.0 cm

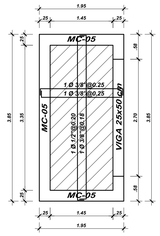
LONGITUD DE ANCLAJE Y TRASLAPE			
ØVarilla	As Inferior	As Superior	Traslape "Lt"
	H (cualquier valor)	H < 0.30m / H ≥ 0.30m	
1/4"	0.30 m	0.30 m / 0.30 m	0.40 m
3/8"	0.45 m	0.45 m / 0.45 m	0.60 m
1/2"	0.60 m	0.60 m / 0.60 m	0.80 m
5/8"	0.75 m	0.75 m / 0.75 m	1.00 m
3/4"	0.90 m	0.90 m / 0.90 m	1.15 m
1"	1.50 m	1.50 m / 1.50 m	1.95 m



DETALLE DE LOSA ALIGERADA
ESCALA : 1/25



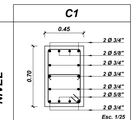
DETALLE DE LOSA MACIZA
ESCALA : 1/25



ENCOFRADO DE TECHO ASCENSOR
(S/C=200 KG/M²)
ESCALA: 1/50

CUADRO DE COLUMNAS

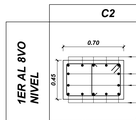
C1 — 1ER AL 8VO NIVEL



Esc. 1/25

SECCIÓN	45 x 70 cm
REFUERZO	10 Ø 3/4" + 4 Ø 5/8"
ESTRIBOS	TIPO 4

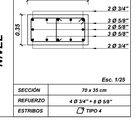
C2 — 1ER AL 8VO NIVEL



Esc. 1/25

SECCIÓN	70 x 45 cm
REFUERZO	10 Ø 3/4" + 4 Ø 5/8"
ESTRIBOS	TIPO 4

C3 — 1ER AL 8VO NIVEL



Esc. 1/25

SECCIÓN	70 x 35 cm
REFUERZO	4 Ø 3/4" + 8 Ø 5/8"
ESTRIBOS	TIPO 1

C4 — 1ER AL 8VO NIVEL



Esc. 1/25

SECCIÓN	30 x 60 cm
REFUERZO	4 Ø 3/4" + 8 Ø 5/8"
ESTRIBOS	TIPO 1

USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

LAMINA: **E-09**

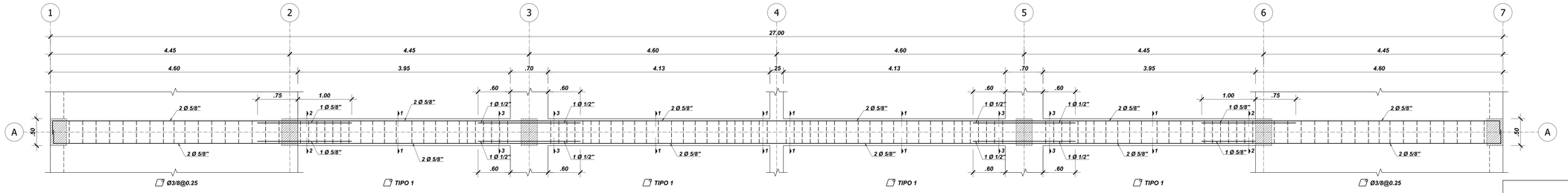
PLANO: LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS

FECHA: DICIEMBRE DEL 2021

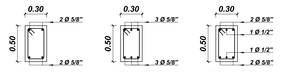
ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ

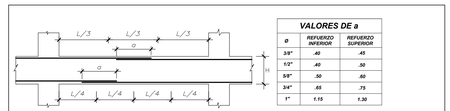
ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO

ESCALA: INDICADA



PÓRTICO A
1ER NIVEL
ESCALA: 1/30

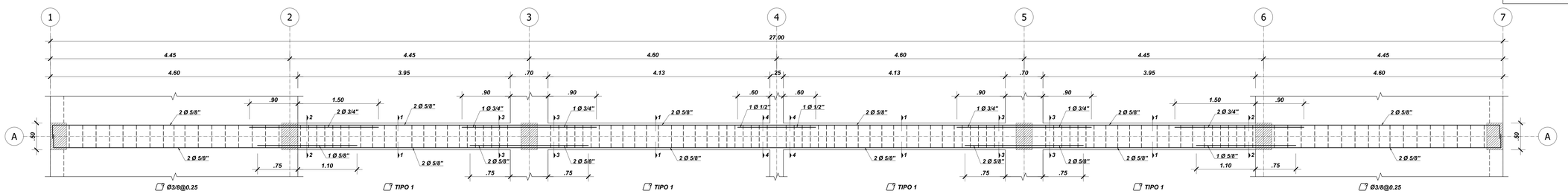




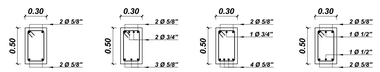
VALORES DE a		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

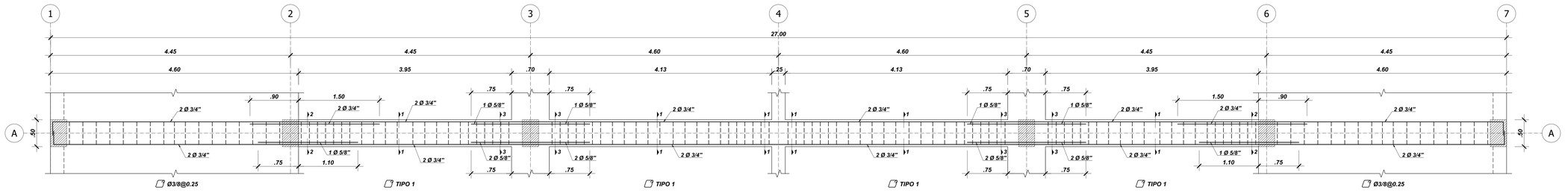
NOTA:(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8"Ø.



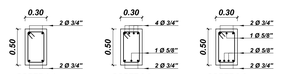
PÓRTICO A
2DO NIVEL
ESCALA: 1/30

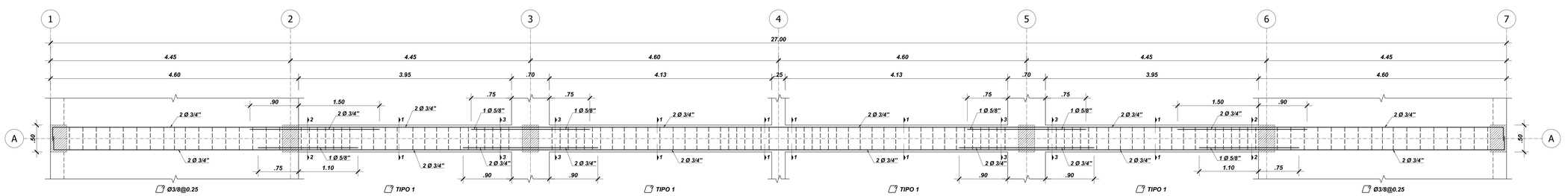


CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E

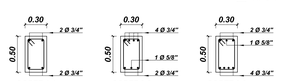


PÓRTICO A
3ER NIVEL
ESCALA: 1/30





PÓRTICO A
4TO NIVEL
ESCALA: 1/30



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

PLANO: VIGAS

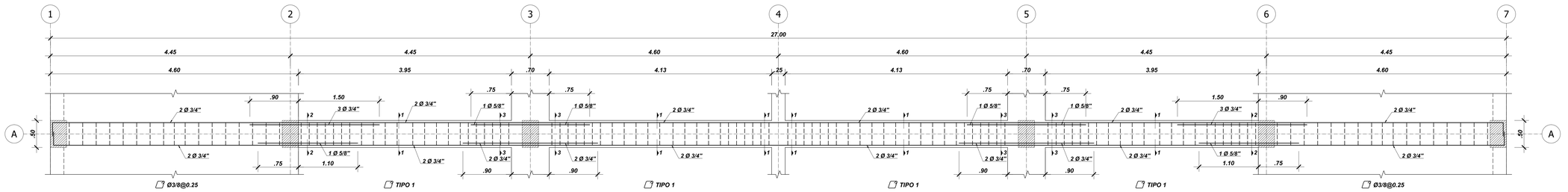
LAMINA: E-10

FECHA: DICIEMBRE DEL 2021

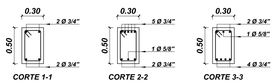
ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ

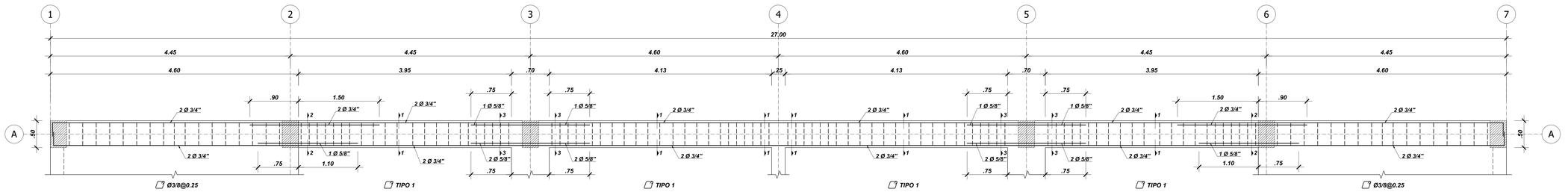
ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO

ESCALA: INDICADA

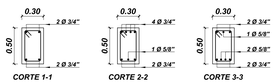


PÓRTICO A
5TO AL 7MO NIVEL
ESCALA: 1/30

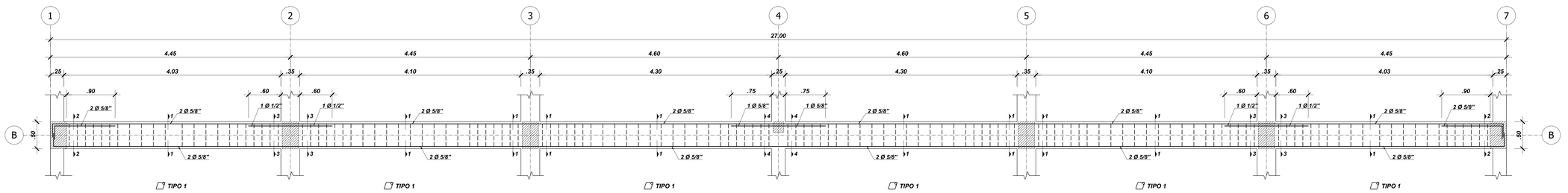




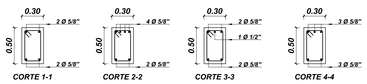
PÓRTICO A
8VO NIVEL
ESCALA: 1/30

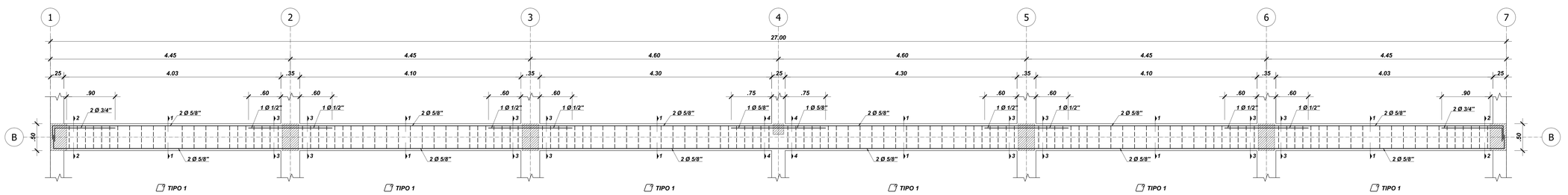


CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E

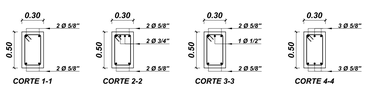


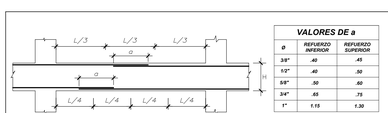
PÓRTICO B
1ER NIVEL
ESCALA: 1/30





PÓRTICO B
2DO NIVEL
ESCALA: 1/30





VALORES DE a		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA.-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8"Ø.

USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

PLANO: VIGAS

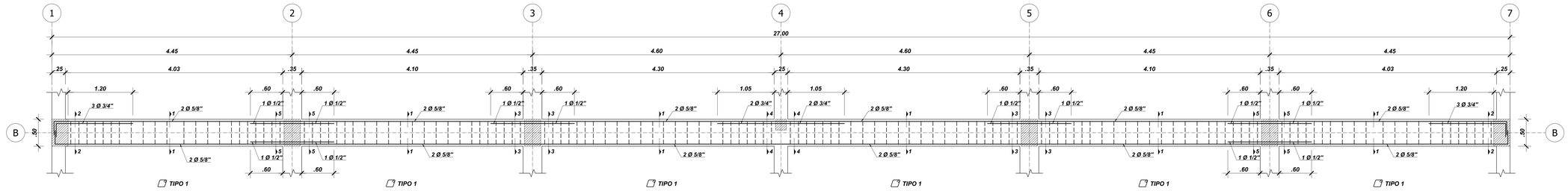
LAMINA: E-11

FECHA: DICIEMBRE DEL 2021

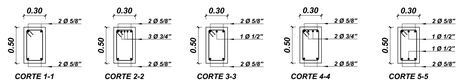
ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ

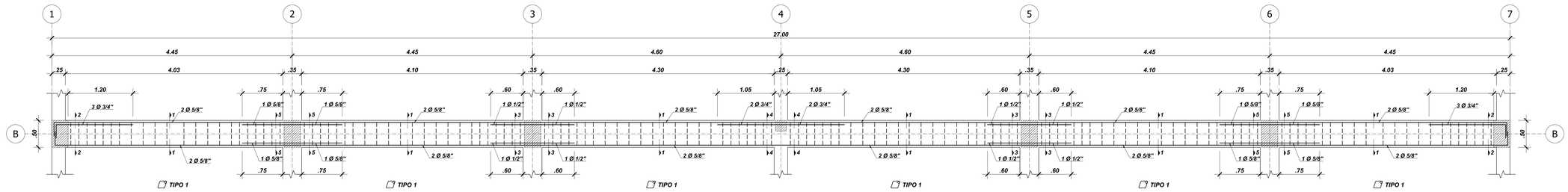
ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO

ESCALA: INDICADA

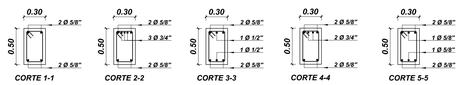


PÓRTICO B
3ER NIVEL
ESCALA: 1/30

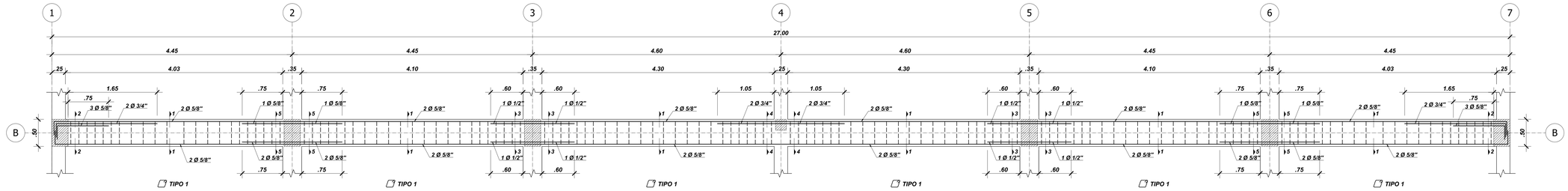




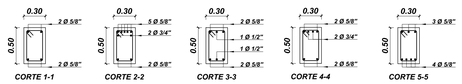
PÓRTICO B
4TO NIVEL
ESCALA: 1/30

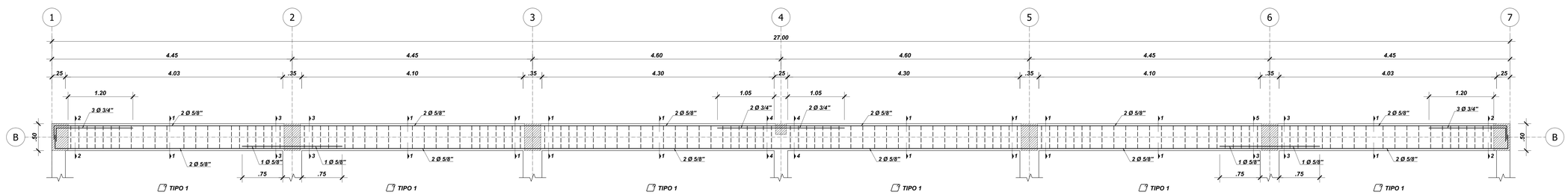


CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E

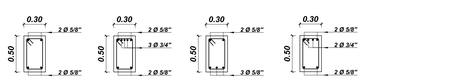


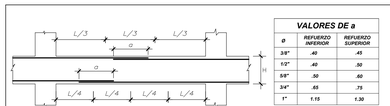
PÓRTICO B
5TO AL 7MO NIVEL
ESCALA: 1/30





PÓRTICO B
8VO NIVEL
ESCALA: 1/30





VALORES DE a		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA.-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8"Ø.

USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

PLANO: VIGAS

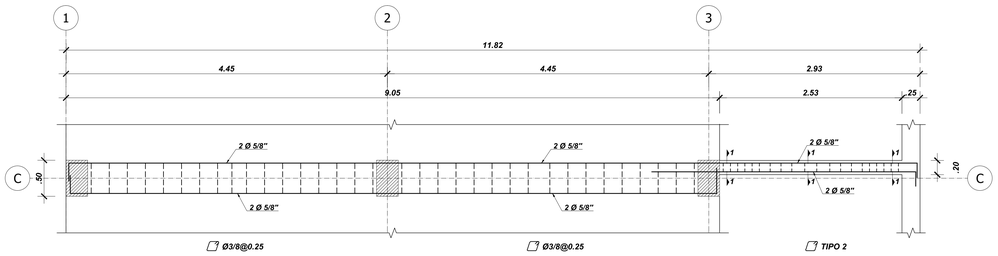
LAMINA: E-12

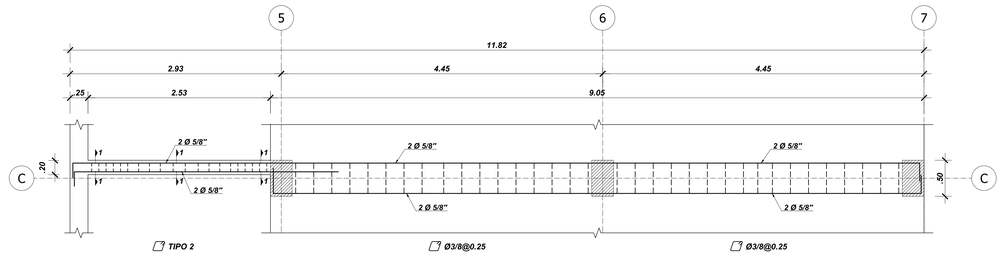
FECHA: DICIEMBRE DEL 2021

ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ

ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO

ESCALA: INDICADA

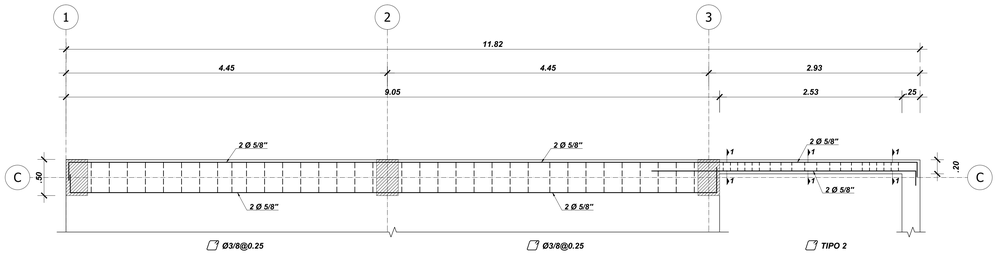


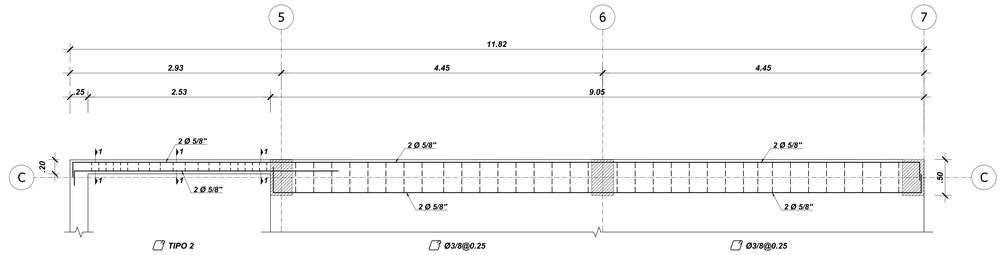


PÓRTICO C
1ER AL 7MO NIVEL
ESCALA: 1/30



CORTE 1-1



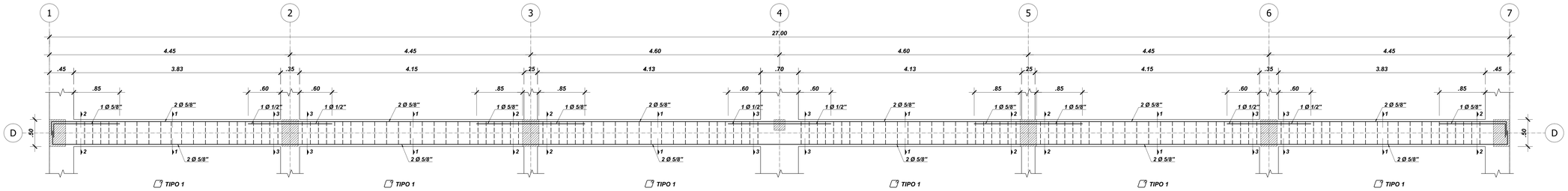


PÓRTICO C
8VO NIVEL
ESCALA: 1/30

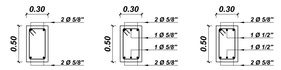


CORTE 1-1

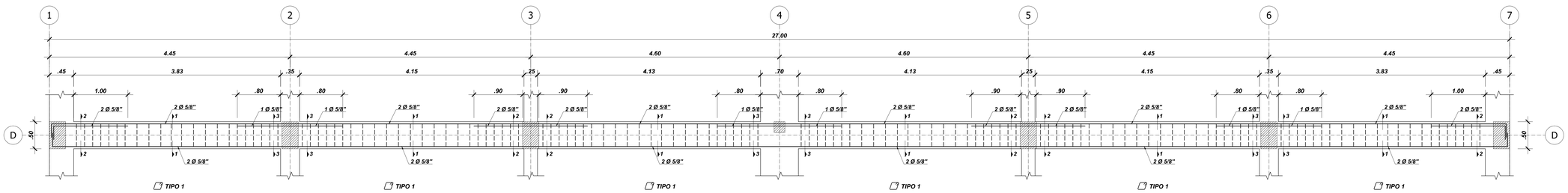
CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E



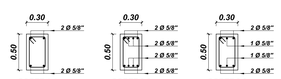
PÓRTICO D
1ER NIVEL
ESCALA: 1/30



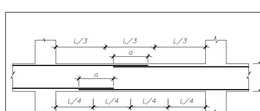
CORTE 1-1 | CORTE 2-2 | CORTE 3-3



PÓRTICO D
2DO NIVEL
ESCALA: 1/30



CORTE 1-1 | CORTE 2-2 | CORTE 3-3



VALORES DE a		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA.-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8"Ø.

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

PLANO: VIGAS

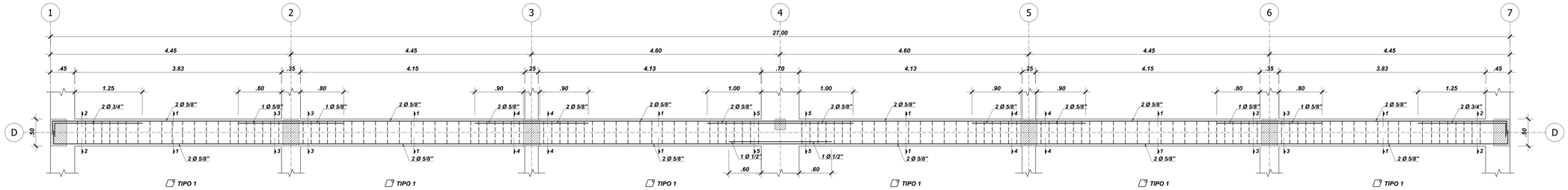
LAMINA: E-13

FECHA: DICIEMBRE DEL 2021

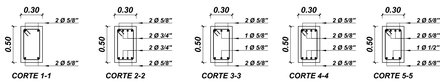
ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ

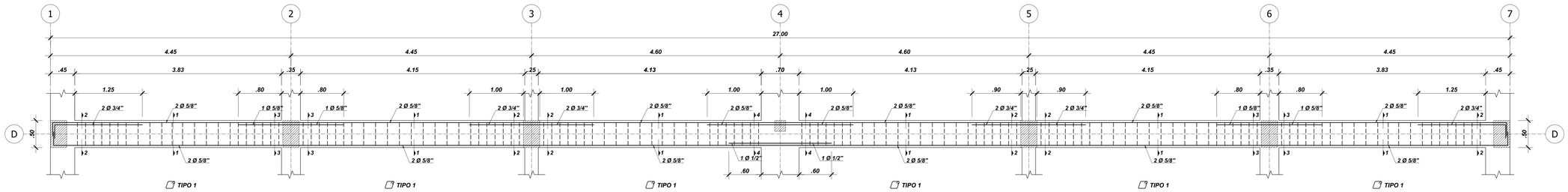
ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO

ESCALA: INDICADA

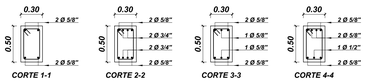


PÓRTICO D
3ER AL 4TO NIVEL
ESCALA: 1/30

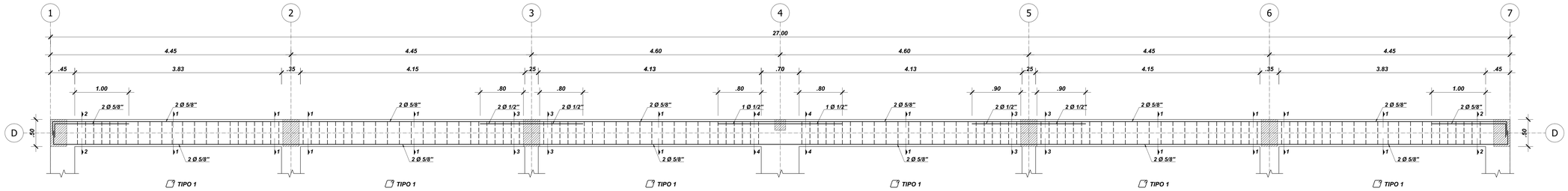




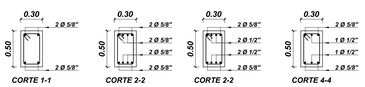
PÓRTICO D
5TO AL 7MO NIVEL
ESCALA: 1/30

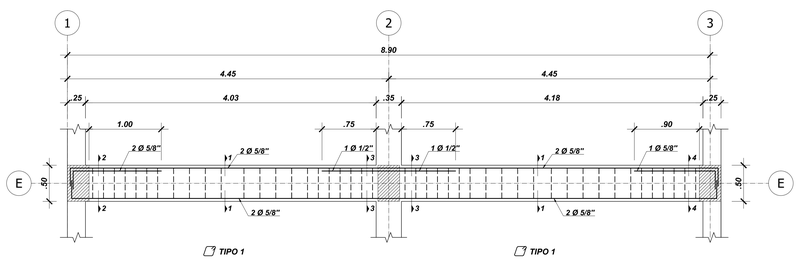


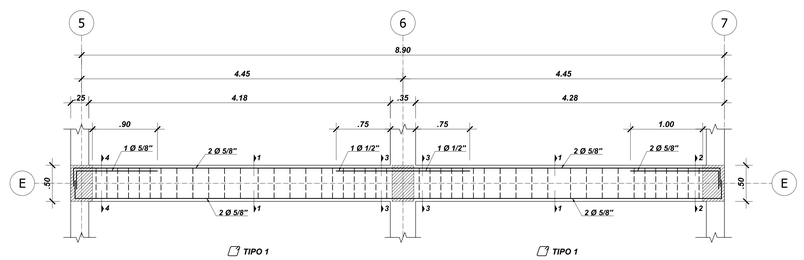
CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8''	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8''	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8''	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8''	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8''	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8''	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E



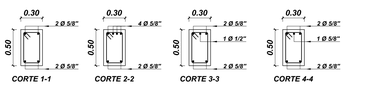
PÓRTICO D
8VO NIVEL
ESCALA: 1/30

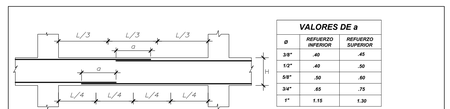






PÓRTICO E
1ER NIVEL
ESCALA: 1/30





VALORES DE a		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA.-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8"Ø.

USAT
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

LAMINA: **E-14**

PLANO: VIGAS

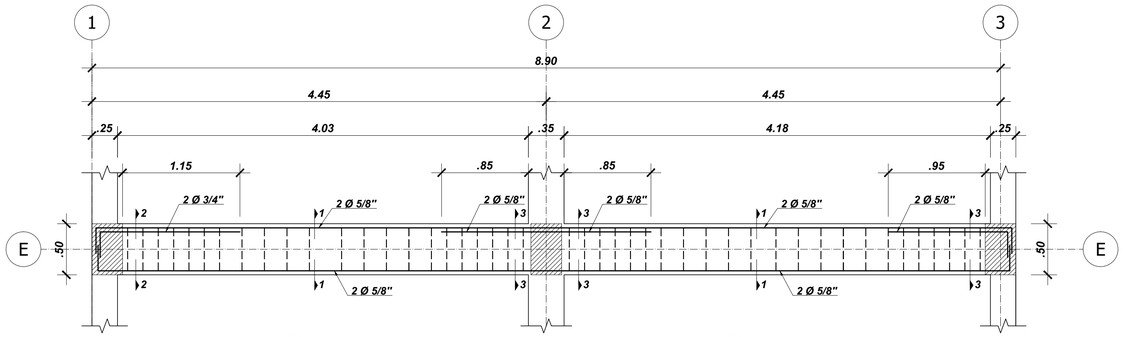
UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

FECHA: DICIEMBRE DEL 2021

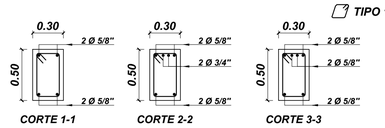
ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ

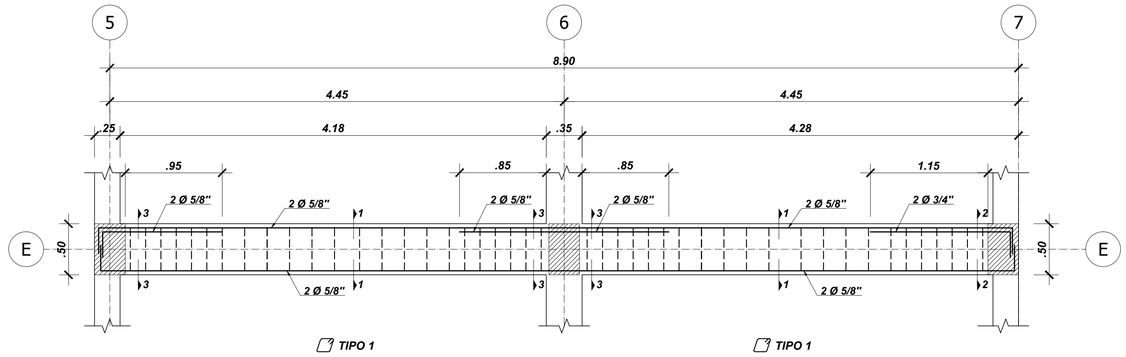
ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO

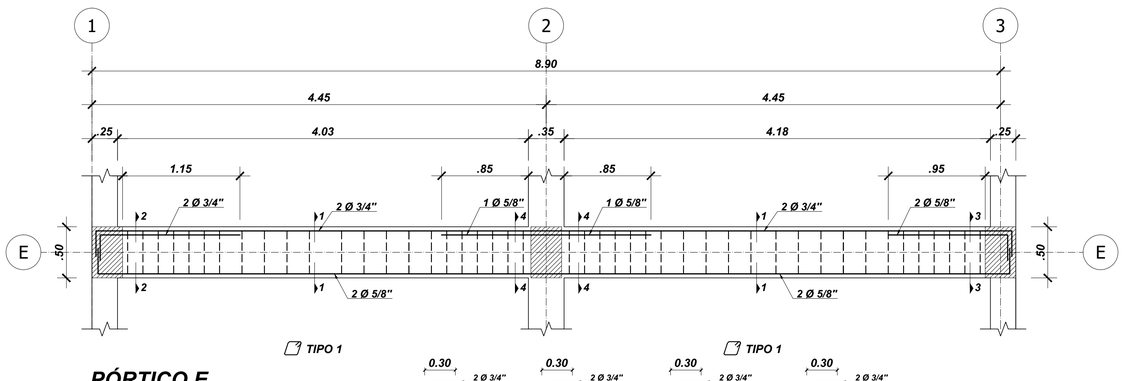
ESCALA: INDICADA



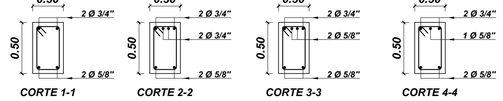
PÓRTICO E
2DO NIVEL
ESCALA: 1/30

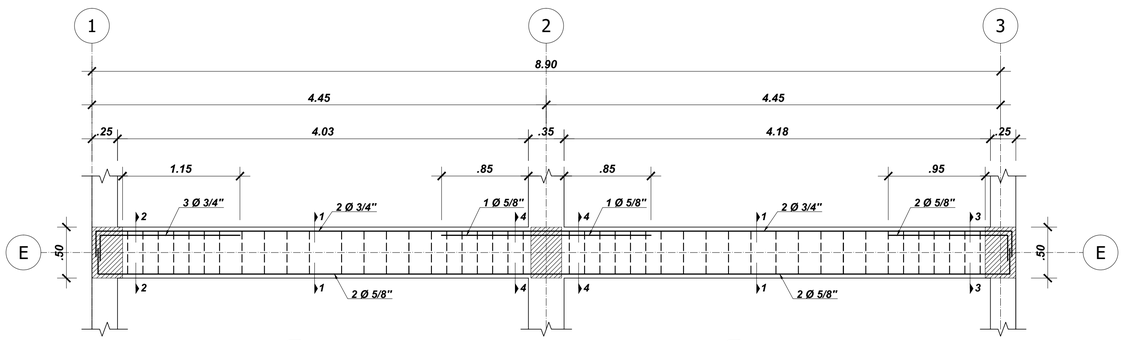




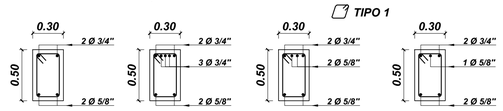


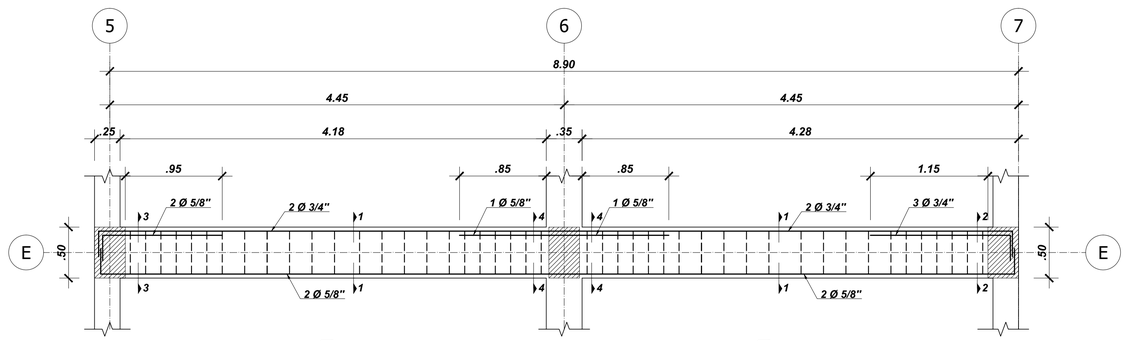
PÓRTICO E
3ER AL 4TO NIVEL
ESCALA: 1/30





PÓRTICO E
5TO AL 7MO NIVEL
ESCALA: 1/30





CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E

USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

PLANO: VIGAS

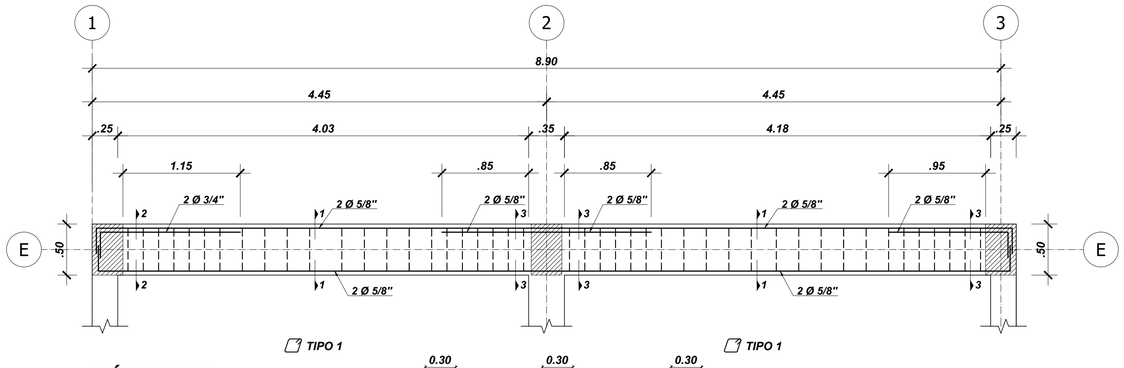
LAMINA: **E-15**

FECHA: *DICIEMBRE DEL 2021*

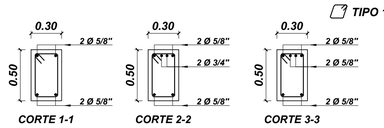
ALUMNO: *OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ*

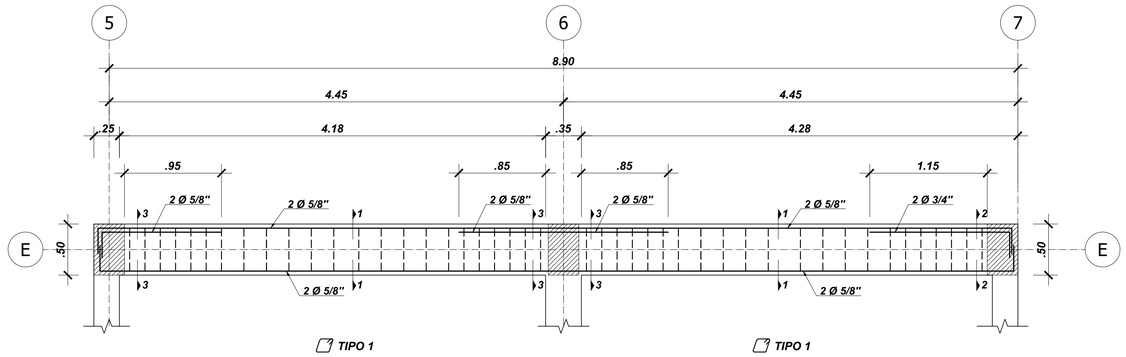
ASESOR: *MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO*

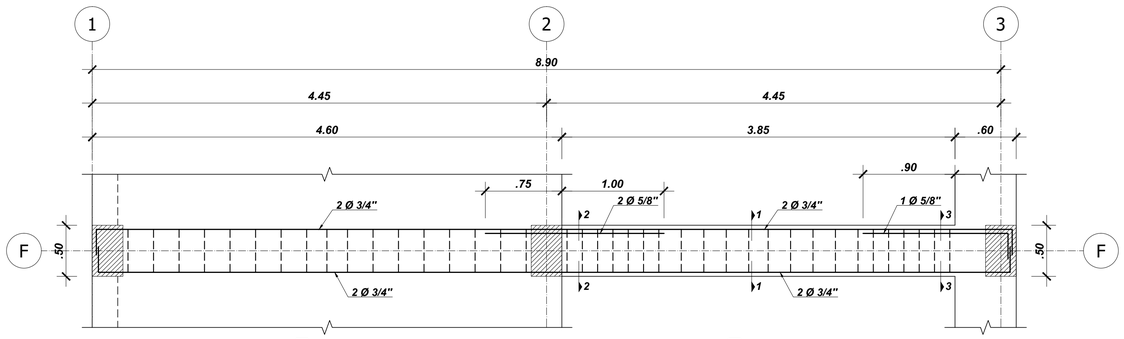
ESCALA: INDICADA



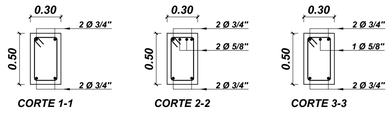
PÓRTICO E
8VO NIVEL
ESCALA: 1/30

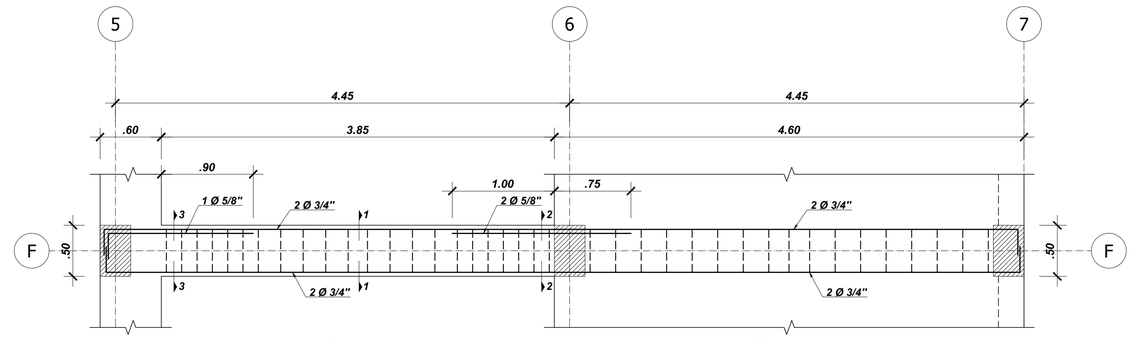


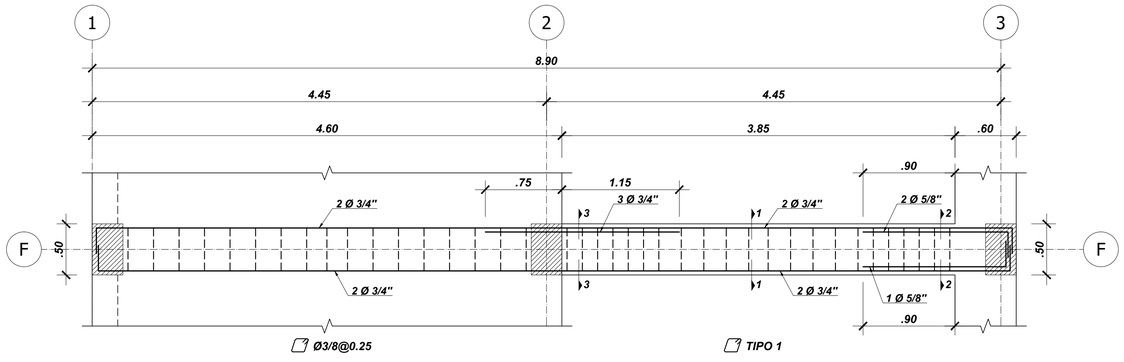




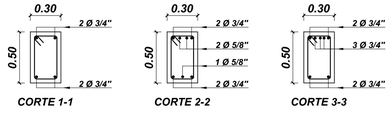
PÓRTICO F
1ER NIVEL
ESCALA: 1/30

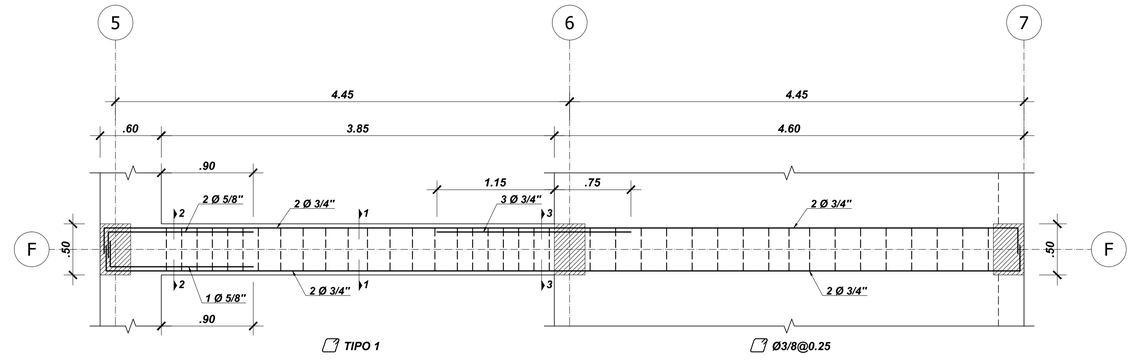






PÓRTICO F
2DO NIVEL
ESCALA: 1/30





CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E

USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

PLANO: VIGAS

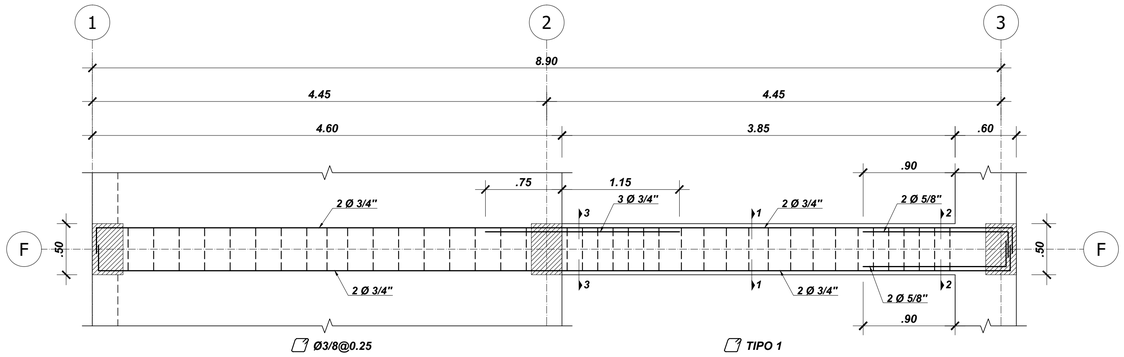
LAMINA: **E-16**

FECHA: DICIEMBRE DEL 2021

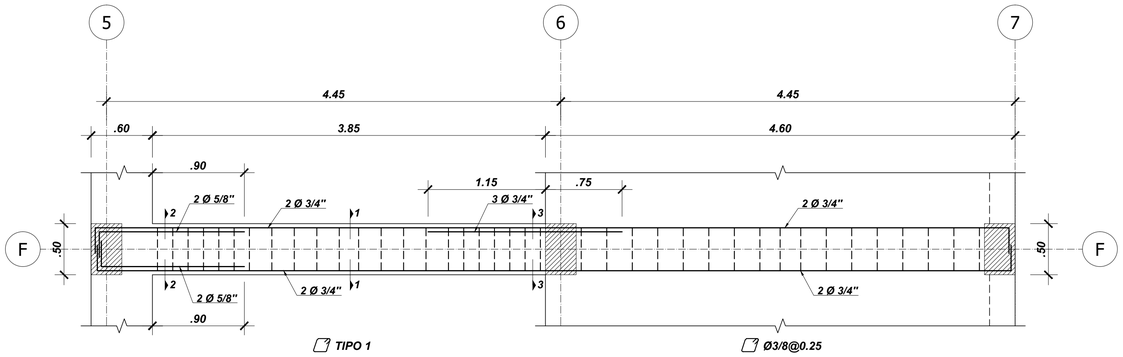
ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ

ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO

ESCALA: INDICADA

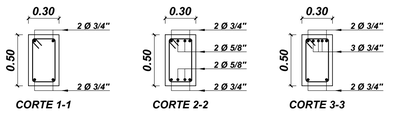


Ø3/8@0.25 TIPO 1

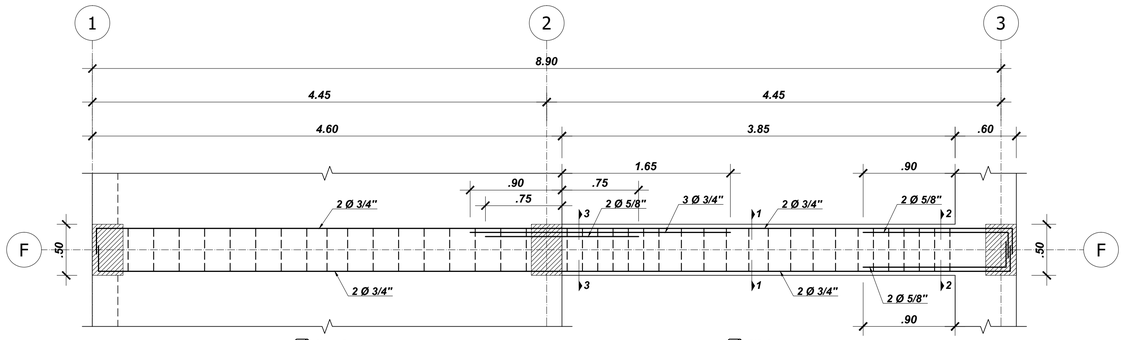


TIPO 1 Ø3/8@0.25

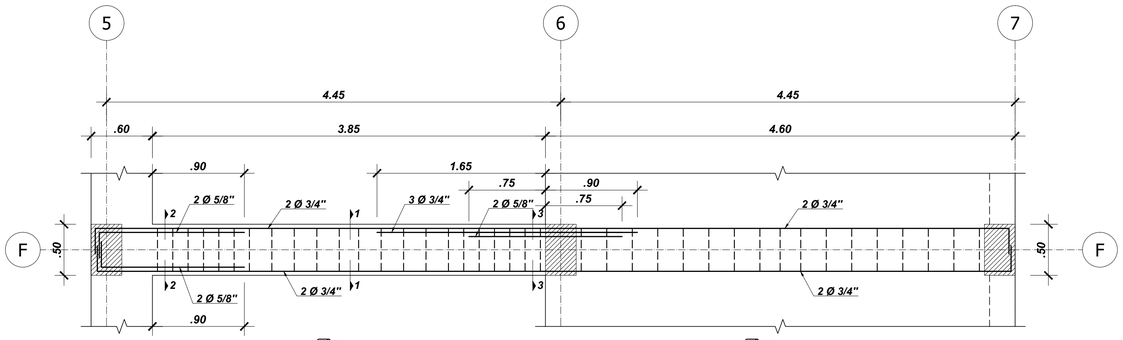
PÓRTICO F
3ER NIVEL
ESCALA: 1/30



CORTE 1-1 CORTE 2-2 CORTE 3-3

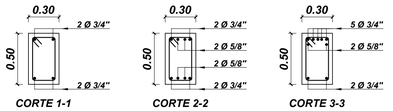


Ø3/8@0.25 TIPO 1

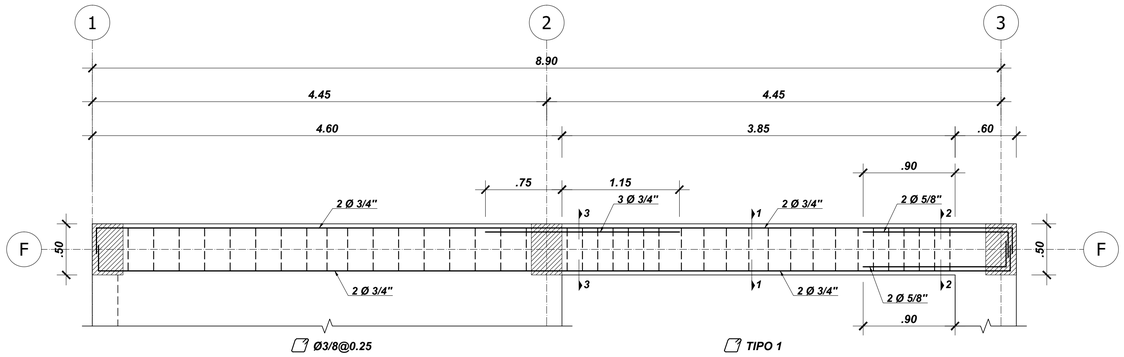


TIPO 1 Ø3/8@0.25

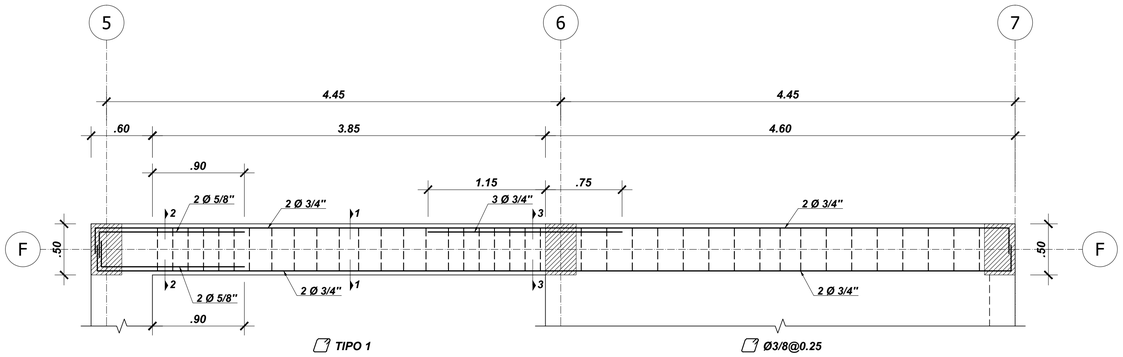
PÓRTICO F
4TO AL 7MO NIVEL
ESCALA: 1/30



CORTE 1-1 CORTE 2-2 CORTE 3-3

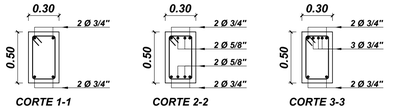


Ø3/8@0.25 TIPO 1



TIPO 1 Ø3/8@0.25

PÓRTICO F
8VO NIVEL
ESCALA: 1/30



CORTE 1-1 CORTE 2-2 CORTE 3-3

CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

LAMINA: E-17

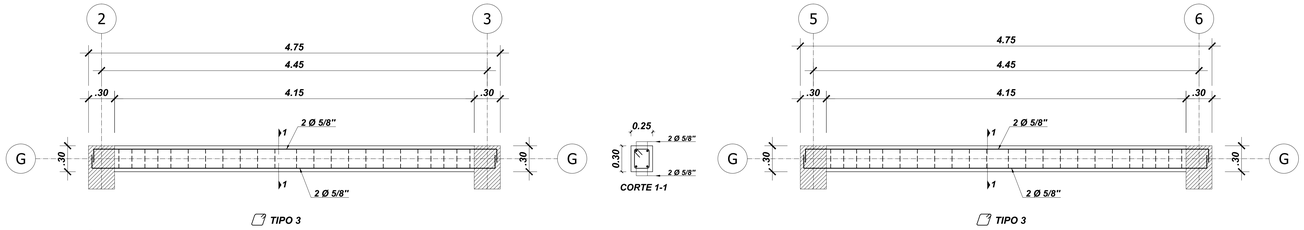
PLANO: VIGAS

FECHA: DICIEMBRE DEL 2021

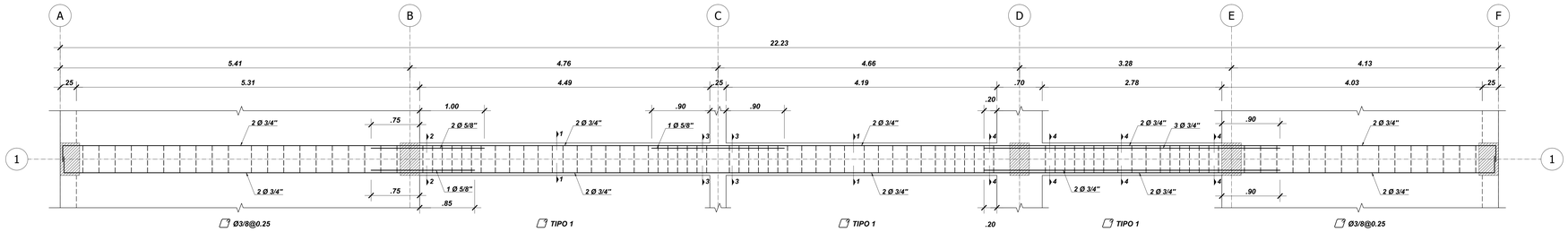
ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ

ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO

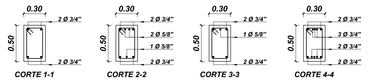
ESCALA: INDICADA

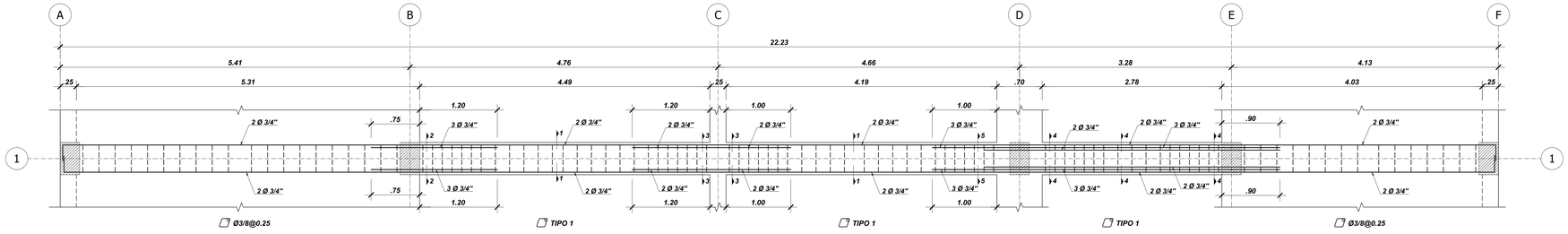


PÓRTICO G
1ER AL 8VO NIVEL
ESCALA: 1/25

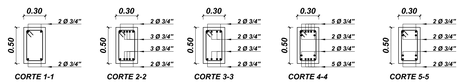


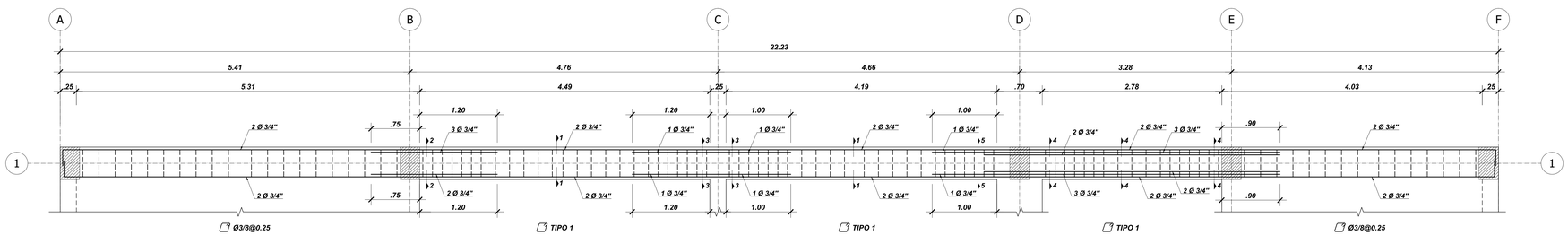
PÓRTICO 1
1ER NIVEL
ESCALA: 1/30



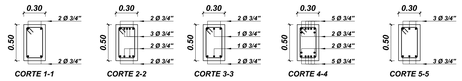


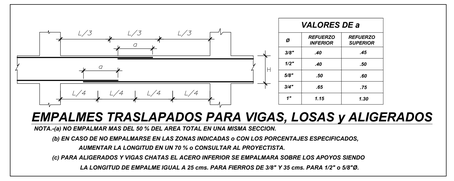
PÓRTICO 1
2DO AL 7MO NIVEL
ESCALA: 1/30





PÓRTICO 1
8VO NIVEL
ESCALA: 1/30





VALORES DE a		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.55	.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA.-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8"Ø.

CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E

USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

PLANO: VIGAS

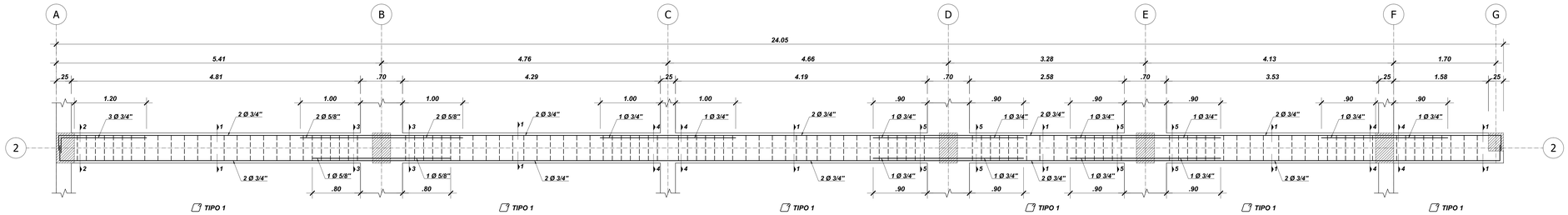
LAMINA: **E-18**

FECHA: DICIEMBRE DEL 2021

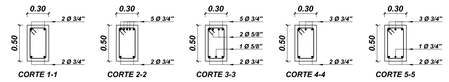
ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ

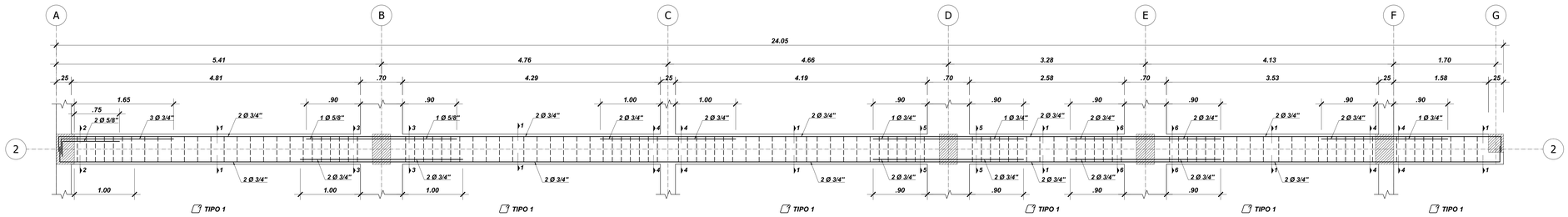
ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO

ESCALA: INDICADA

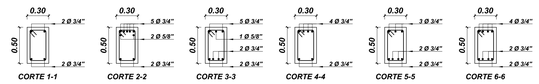


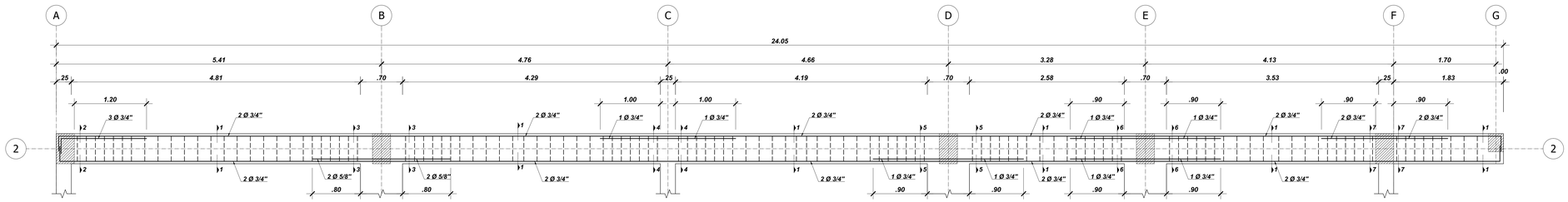
PÓRTICO 2
1ER AL 2DO NIVEL
ESCALA: 1/30



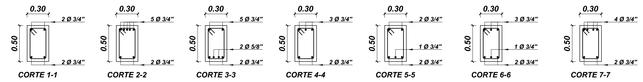


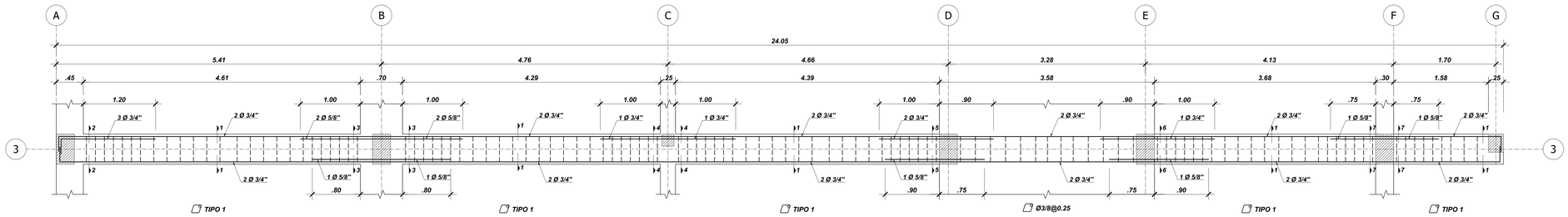
PÓRTICO 2
3ER AL 7MO NIVEL
ESCALA: 1/30





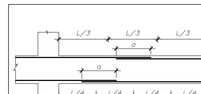
PÓRTICO 2
8VO NIVEL
ESCALA: 1/30





PÓRTICO 3
1ER AL 2DO NIVEL
ESCALA: 1/30





VALORES DE a		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA: (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8"Ø.

CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E

USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

PLANO: VIGAS

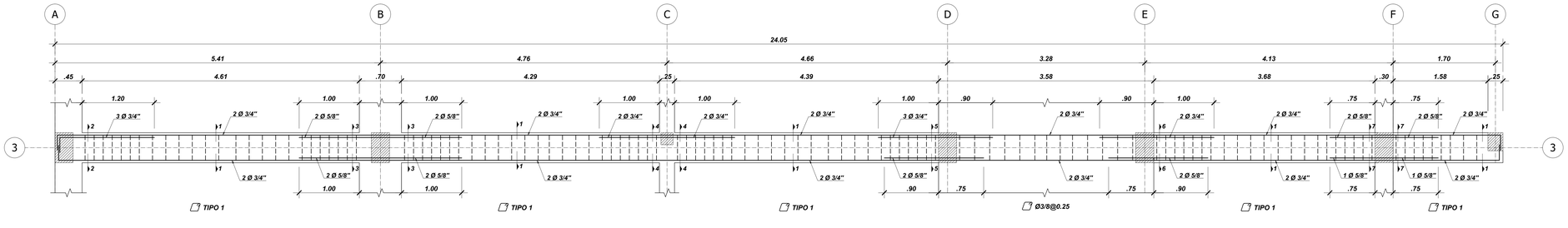
LAMINA: E-19

FECHA: DICIEMBRE DEL 2021

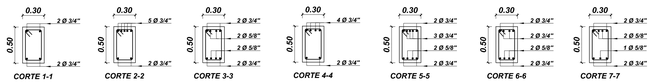
ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ

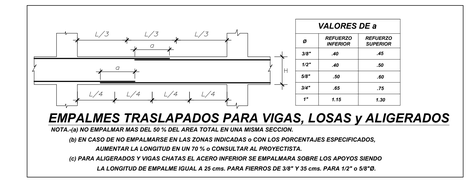
ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO

ESCALA: INDICADA



PÓRTICO 3
3ER AL 7MO NIVEL
ESCALA: 1/30



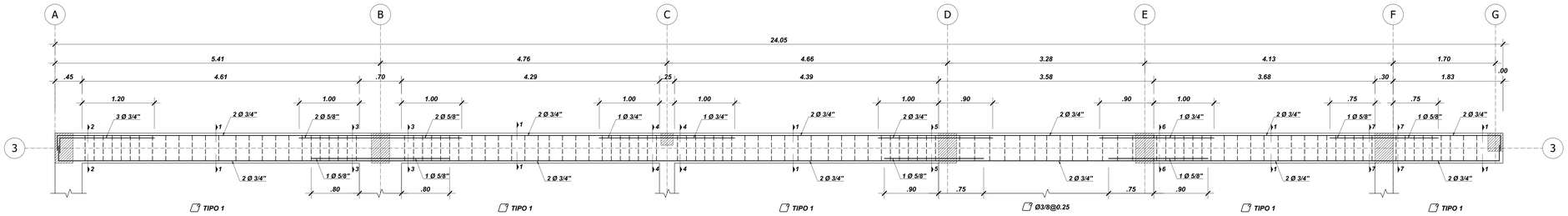


VALORES DE a		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.55	.75
1"	1.15	1.30

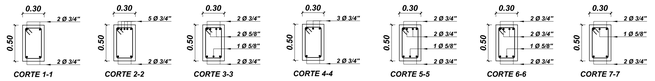
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

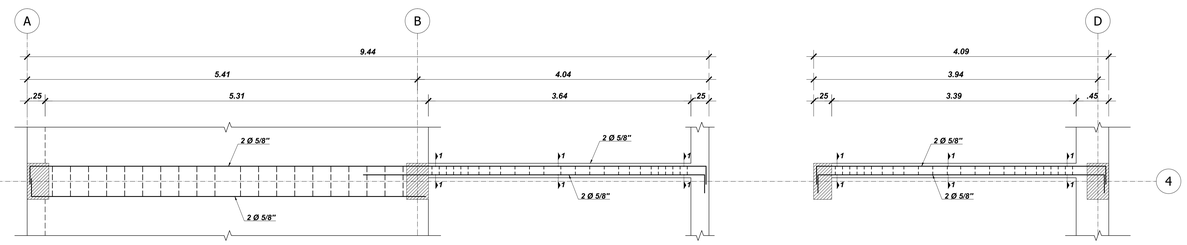
NOTA.-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8"Ø.

CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E



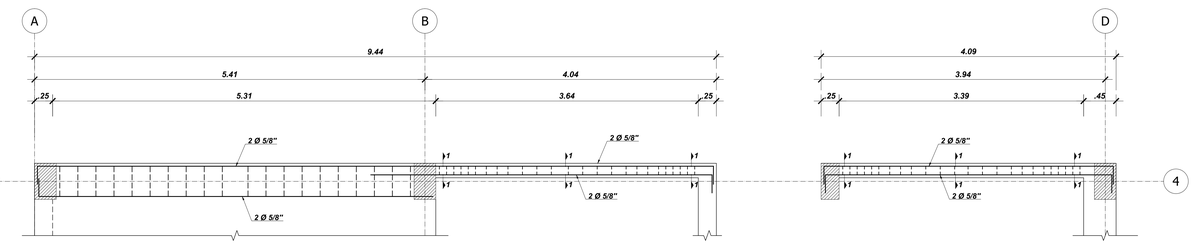
PÓRTICO 3
8VO NIVEL
ESCALA: 1/30





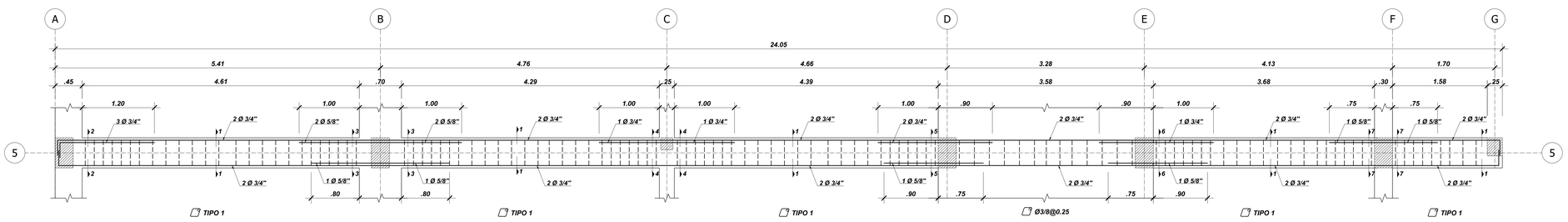
PÓRTICO 4
1ER AL 7MO NIVEL
ESCALA: 1/30



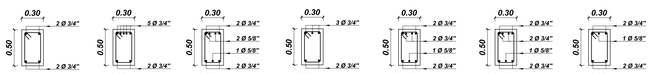


PÓRTICO 4
8VO NIVEL
ESCALA: 1/30

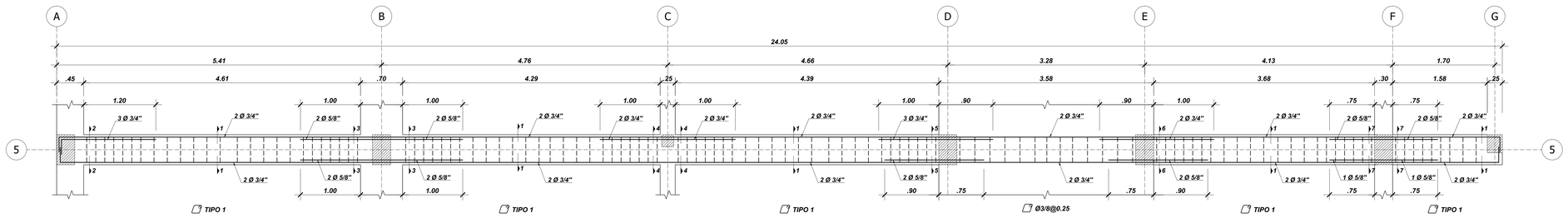


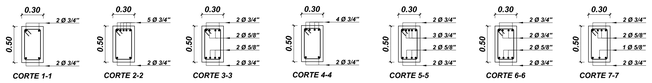


PÓRTICO 5
1ER AL 2DO NIVEL
ESCALA: 1/30

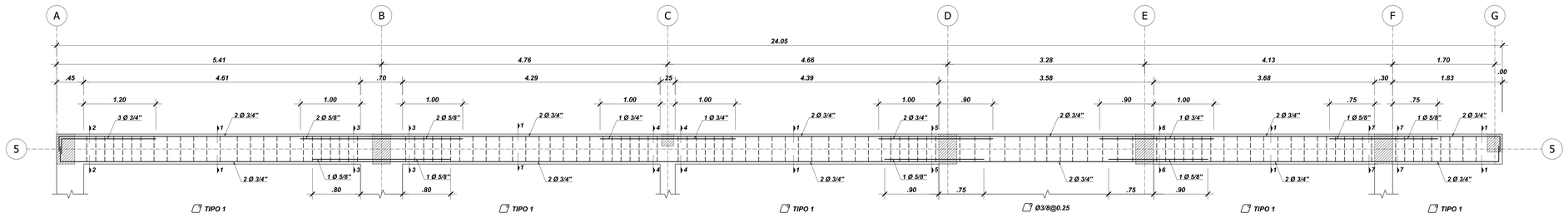


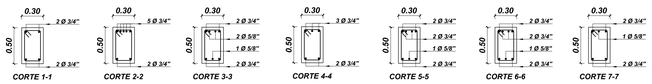
USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo	UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO		
	ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO		
UBICACION Region: Lambayeque Provincia: Chiclayo Distrito: Chiclayo	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		LAMINA: E-20
	PLANO: VIGAS		
FECHA: DICIEMBRE DEL 2021	ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ	ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO	ESCALA: INDICADA



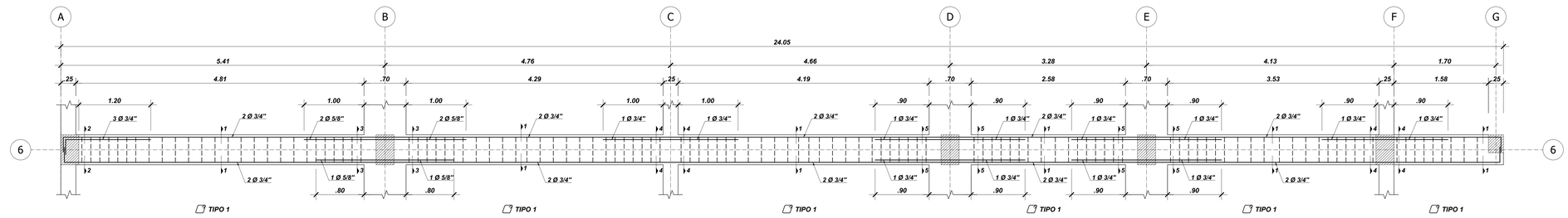


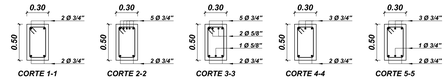
PÓRTICO 5
3ER AL 7MO NIVEL
ESCALA: 1/30



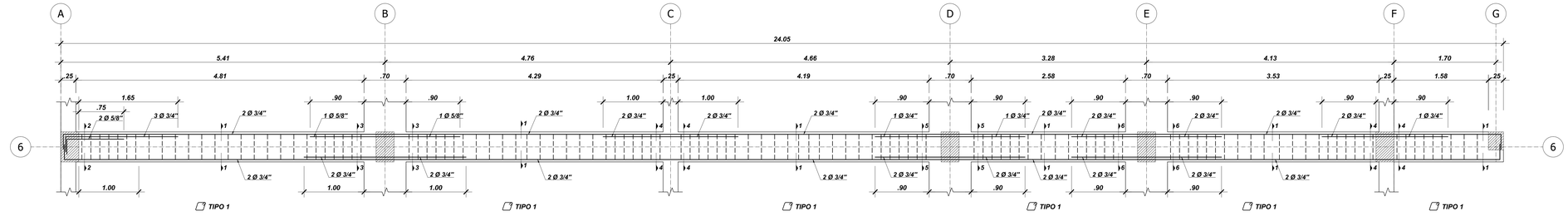


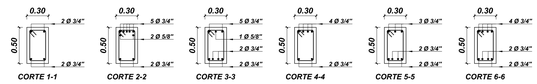
PÓRTICO 5
8VO NIVEL
ESCALA: 1/30





PÓRTICO 6
1ER AL 2DO NIVEL
ESCALA: 1/30





PÓRTICO 6
3ER AL 7MO NIVEL
ESCALA: 1/30

VALORES DE a		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA.-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8"Ø.

CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8''	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8''	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8''	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8''	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8''	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8''	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

LAMINA: E-21

PLANO: VIGAS

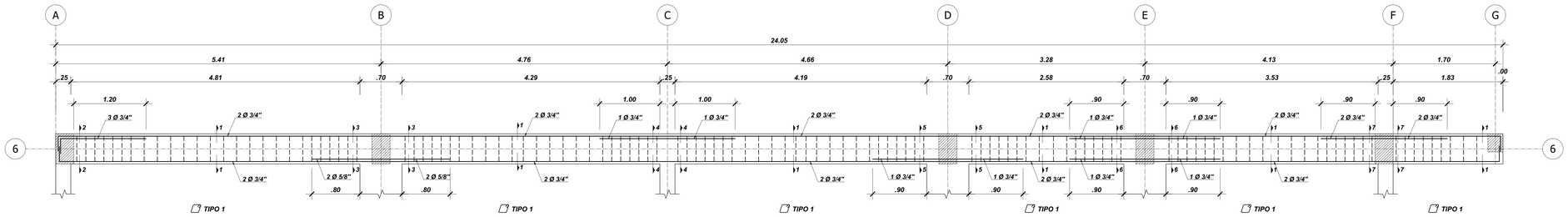
UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

FECHA: DICIEMBRE DEL 2021

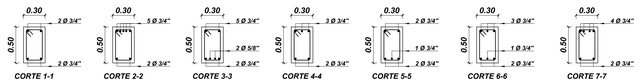
ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ

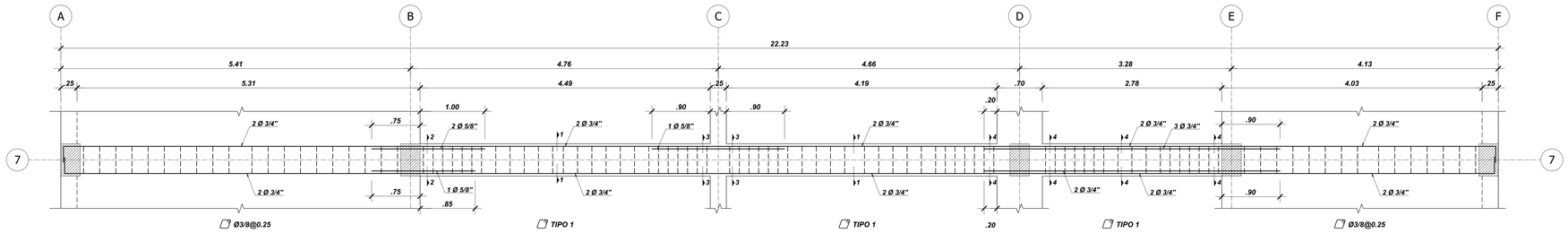
ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO

ESCALA: INDICADA

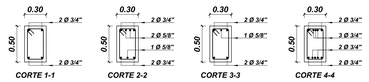


PÓRTICO 6
8VO NIVEL
ESCALA: 1/30

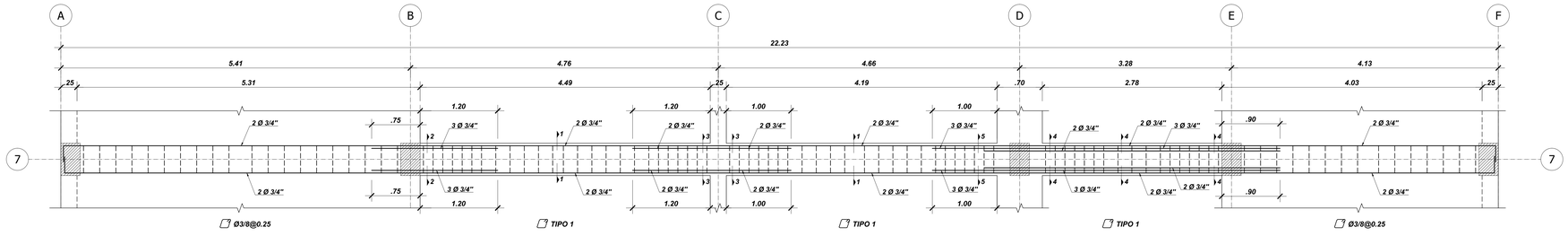




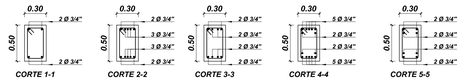
PÓRTICO 7
1ER NIVEL
ESCALA: 1/30

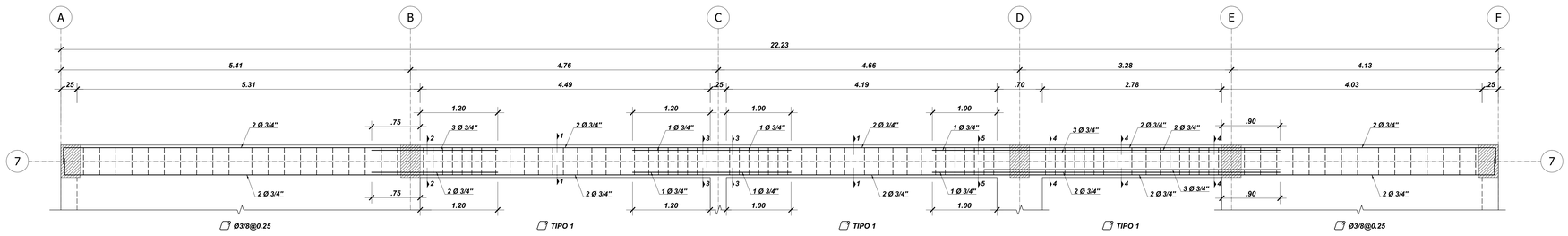


CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E

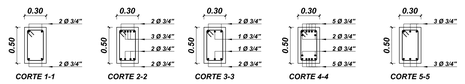


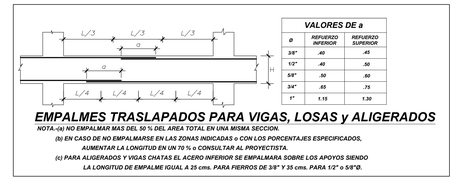
PÓRTICO 7
2DO AL 7MO NIVEL
ESCALA: 1/30





PÓRTICO 7
8VO NIVEL
ESCALA: 1/30





VALORES DE a		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA.-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8"Ø.

USAT
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

PLANO: VIGAS

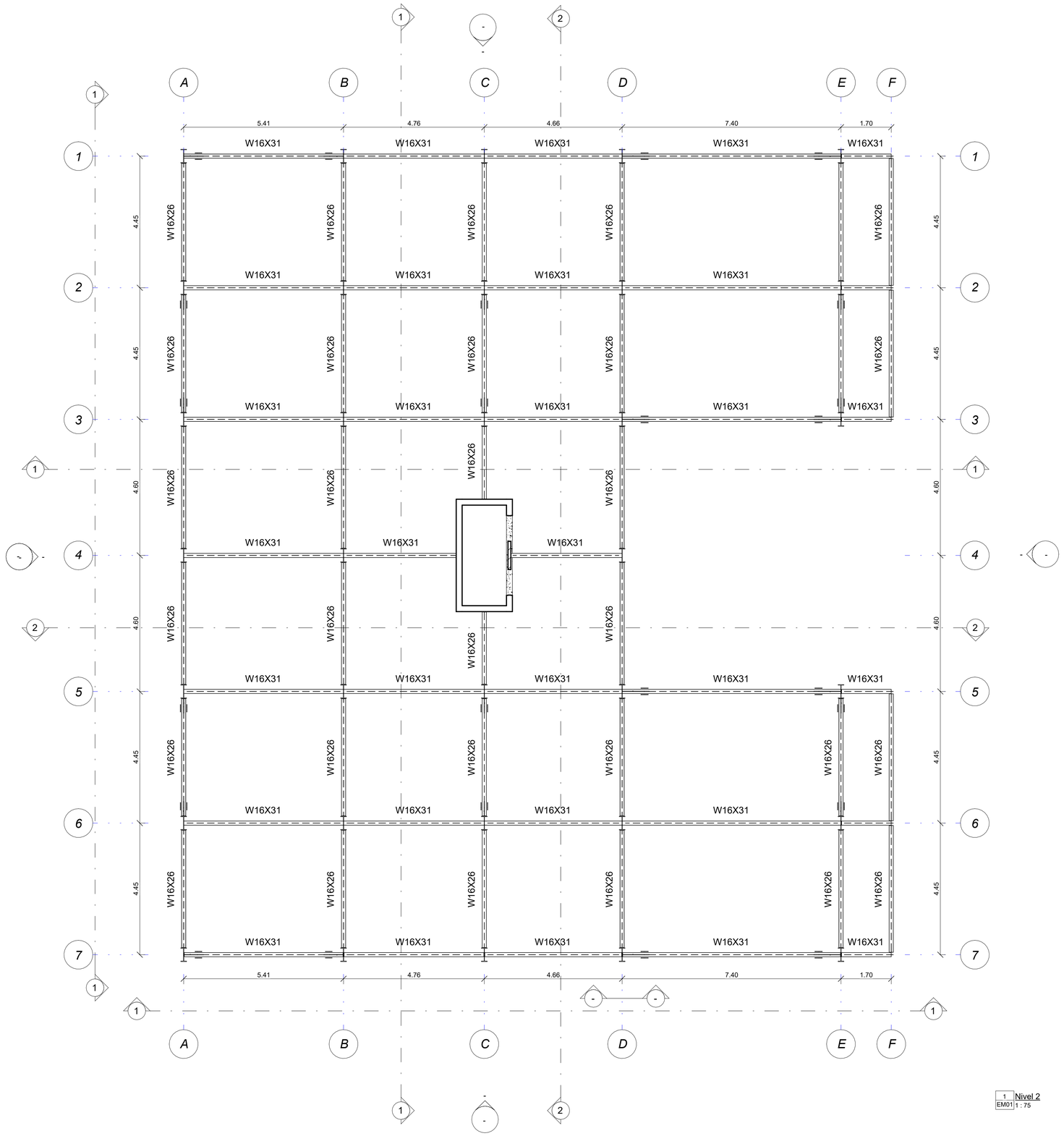
LAMINA: E-22

FECHA: DICIEMBRE DEL 2021

ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ

ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO

ESCALA: INDICADA



1 Nivel 2
EM01 1 : 75

USAT
Universidad Católica
Santo Toribio de Mogrovejo

AUTODESK.

Autor: Orozco Piñin Ronald Alí

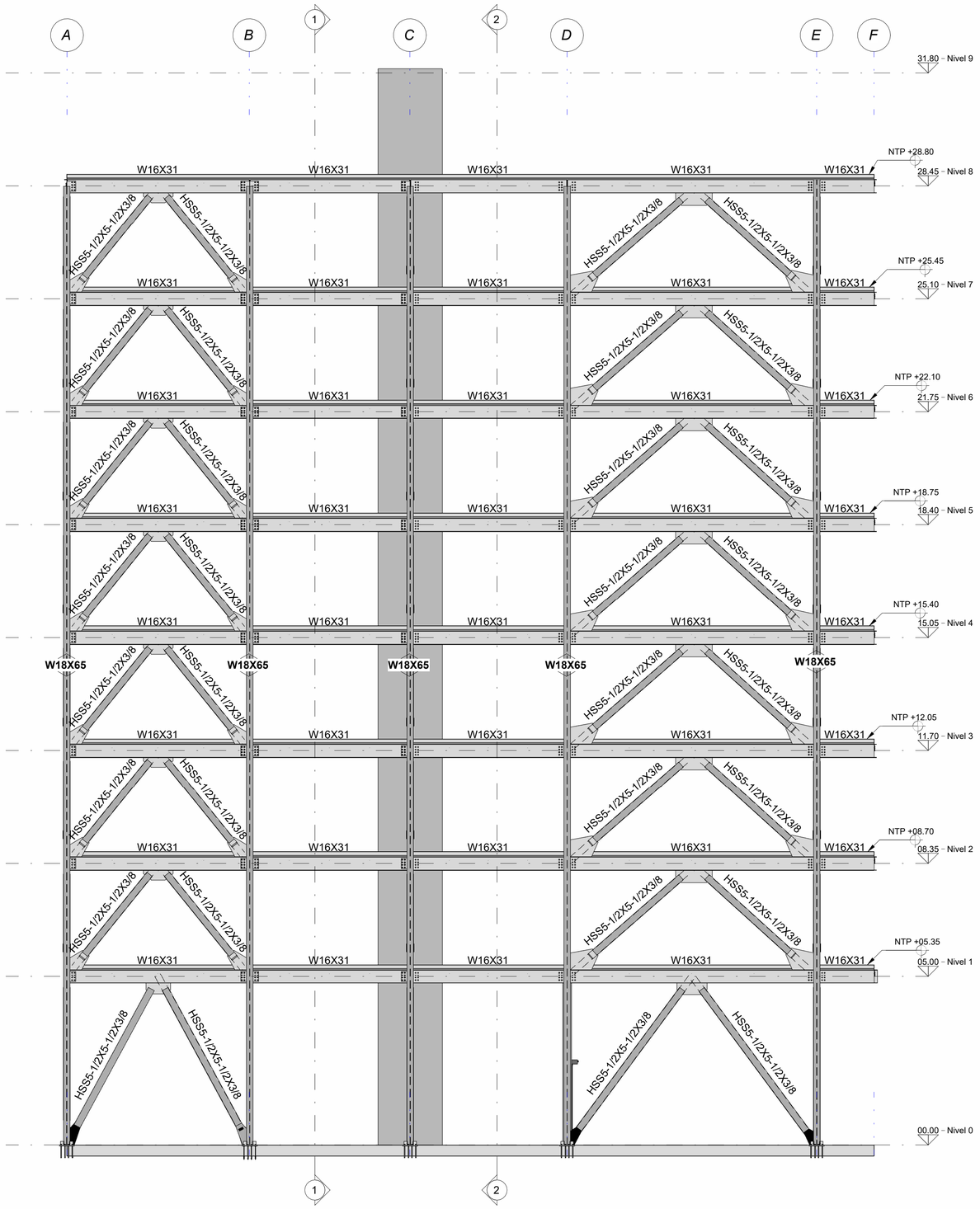
Asesor: Mag. Ing. Acero Martinez José Alberto

Análisis Comparativo del Diseño de los Sistemas Estructurales de Acero SCBF y BRBF para un Edificio de 8 Niveles en la Ciudad de Chiclayo

Planta_Perfiles

Número de proyecto	01
Fecha	Diciembre del 2021
Dibujado por	RAOP
Comprobado por	JAAM
	EM01
Escala	1 : 75

RAOP



1 EM02 Sección 3
1 : 75

USAT
Universidad Católica
Santo Toribio de Mogrovejo

AUTODESK

Autor: Orozco Piñin Ronald Alí

Asesor: Mag. Ing. Acero Martinez José Alberto

Análisis Comparativo del Diseño de los Sistemas Estructurales de Acero SCBF y BRBF para un Edificio de 8 Niveles en la Ciudad de Chiclayo

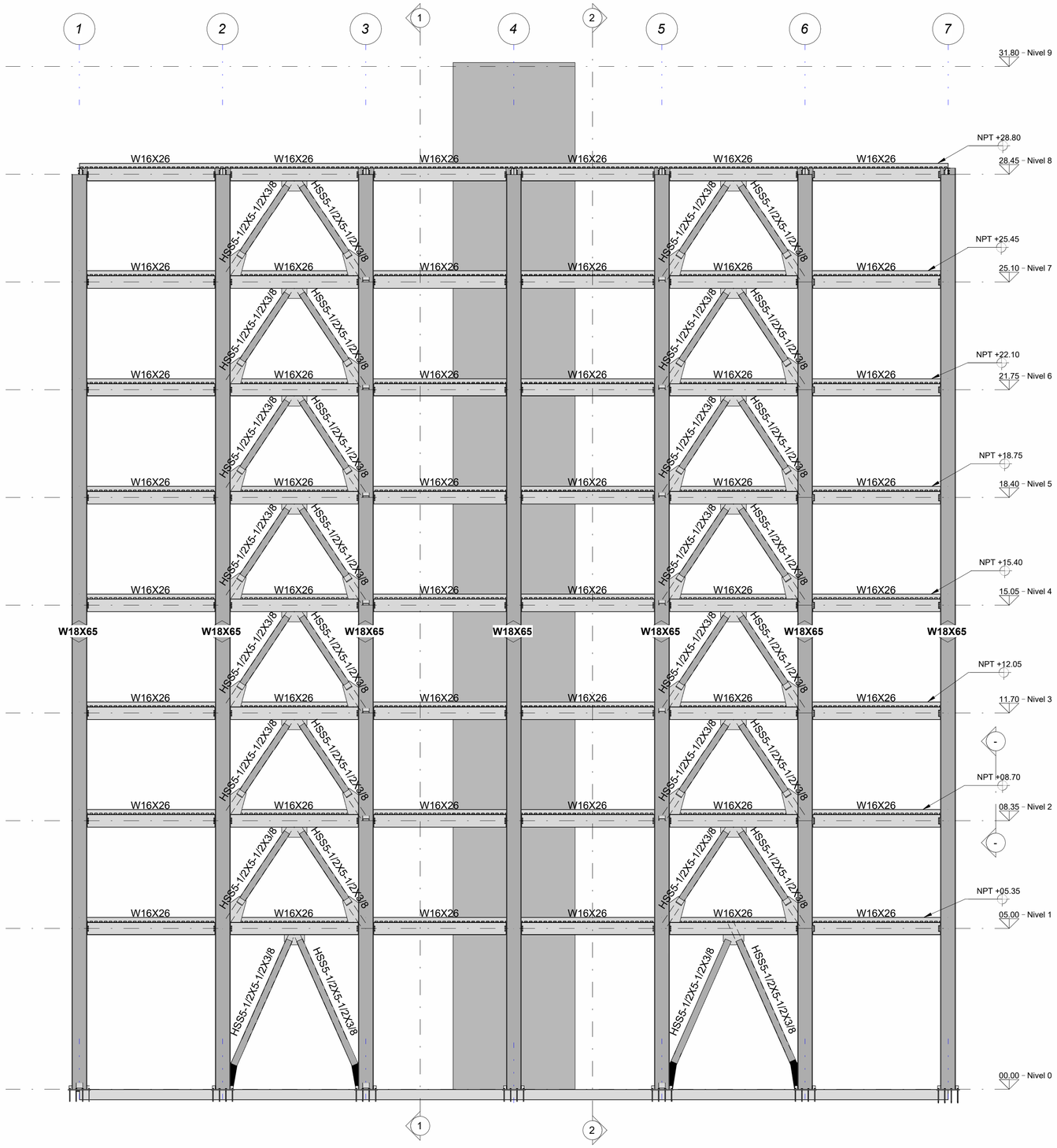
Perfiles Estructurales Eje "x"

Número de proyecto	01
Fecha	Diciembre del 2021
Dibujado por	RAOP
Comprobado por	JAAM

EM02

Escala 1 : 75

RAOP



1 EM03 Sección 4
1 : 75

USAT
Universidad Católica
Santo Toribio de Mogrovejo

AUTODESK

Autor: Orozco Piñin Ronald Alí

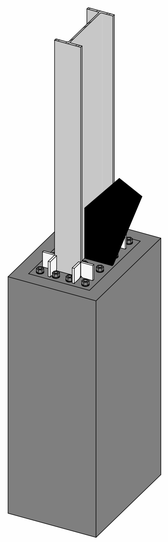
Asesor: Mag. Ing. Acero Martinez José Alberto

Análisis Comparativo del Diseño de los Sistemas Estructurales de Acero SCBF y BRBF para un Edificio de 8 Niveles en la Ciudad de Chiclayo

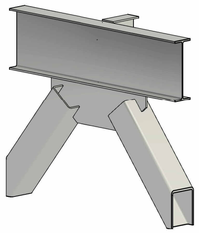
Perfiles Estructurales Eje "Y"

Número de proyecto	01
Fecha	Diciembre del 2021
Dibujado por	RAOP
Comprobado por	JAAM
EM03	
Escala	1 : 75

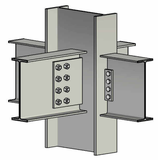
RAOP



1 EM04 Conexión Base Plate



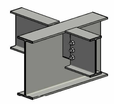
2 EM04 Conexión Chevrón



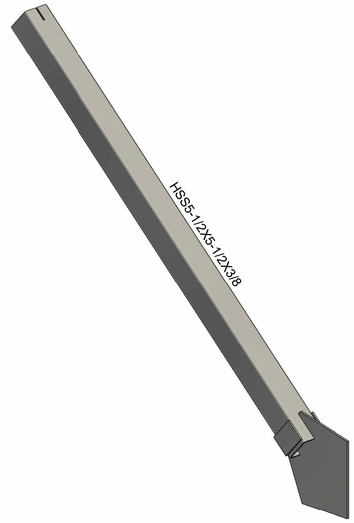
3 EM04 Conexión Viga Columna



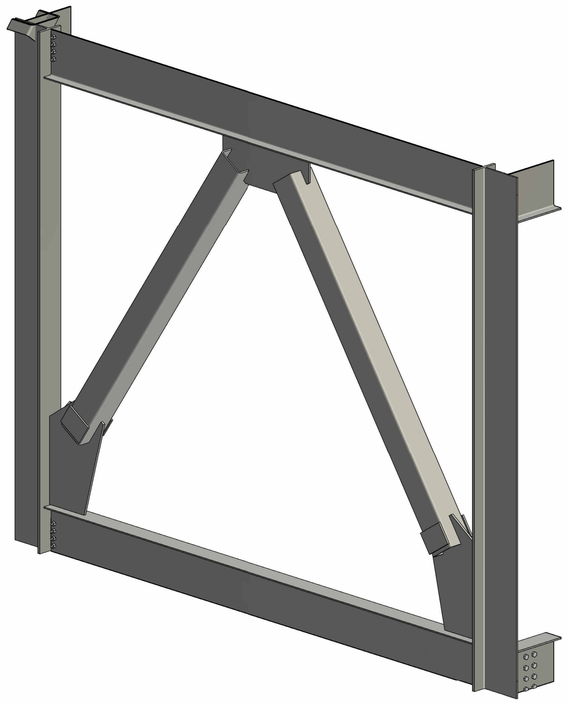
4 EM04 Conexión Viga y Riostra



5 EM04 Conexión Vigueta y Viga



8 EM04 Riostra HSS y placas de reforzamiento



7 EM04 Pórtico 3D en Eje Y



6 EM04 Pórtico 3D en Eje X

USAT
Universidad Católica
Santo Toribio de Mogrovejo

AUTODESK.

Autor: Orozco Piñin Ronald Alí

Asesor: Mag. Ing. Acero Martinez José Alberto

Análisis Comparativo del Diseño de los Sistemas Estructurales de Acero SCBF y BRBF para un Edificio de 8 Niveles en la Ciudad de Chiclayo

Conexiones Estructurales

Número de proyecto	01
Fecha	Diciembre del 2021
Dibujado por	RAOP
Comprobado por	JAAM

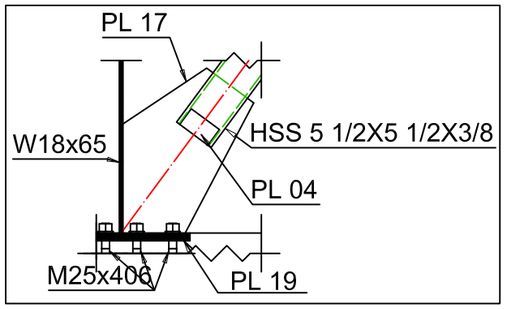
EM04

Escala 1:20

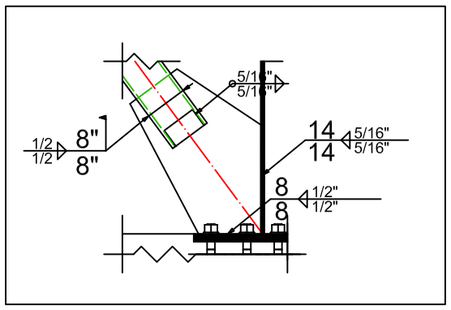
RAOP

PRIMER NIVEL EJE 7, 5, 3,1 - EJE D-E

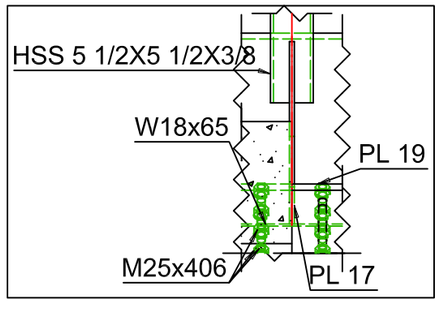
Conexión Placa Base - Riostra

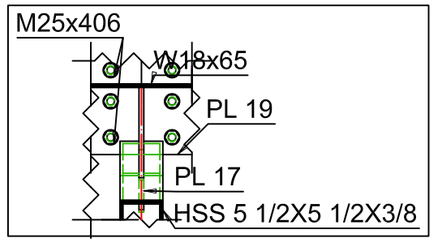


Conexión Placa Base - Riostra Soldadura

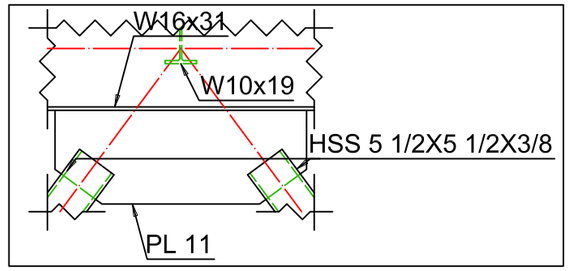


Conexión Placa Base - Riostra Vista Superior

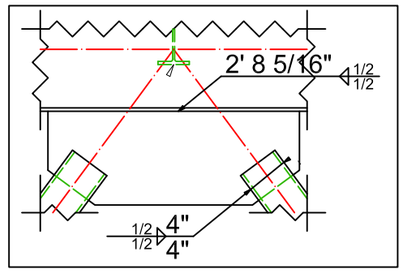




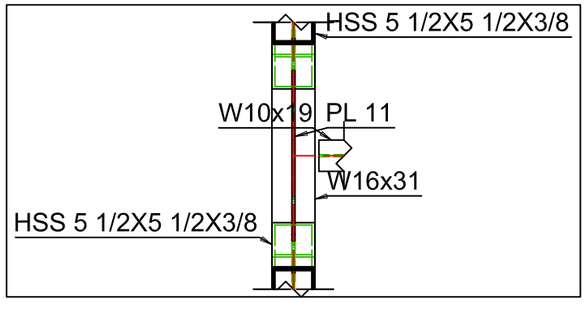
Conexión Chevron



Conexión Chevron Soldadura



Conexión Chevron Vista Superior



USAT
Universidad Católica
Santo Toribio de Mogrovejo

AUTODESK.

Autor:
Orozco Piñin Ronald Alí

Asesor:
Mag. Ing.Acero Martinez
José Alberto

Análisis Comparativo del Diseño de los Sistemas Estructurales de Acero SCBF y BRBF para un Edificio de 8 Niveles en la Ciudad de Chiclayo

Plano de Despiece
Ejes: D - E, 7
Primer Nivel

Número de proyecto	01
Fecha	Diciembre del 2021
Dibujado por	RAOP
Comprobado por	JAM

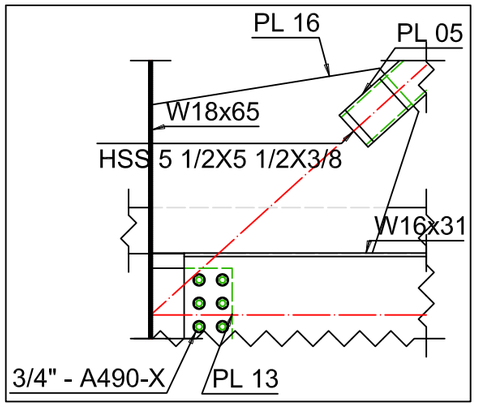
EM05

Escala: 1/20

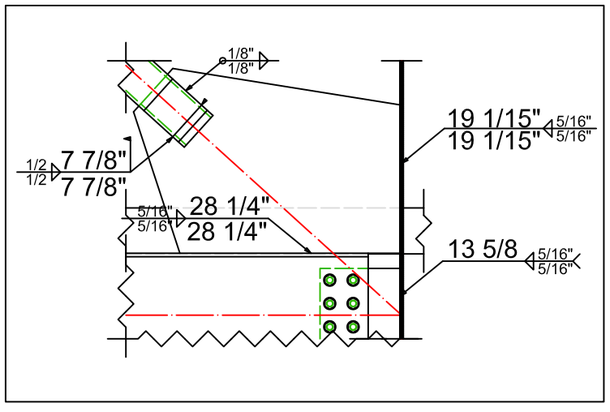
RAOP

SEGUNDO AL OCTAVO NIVEL EJE 7, 5, 3,1 - EJE D-E

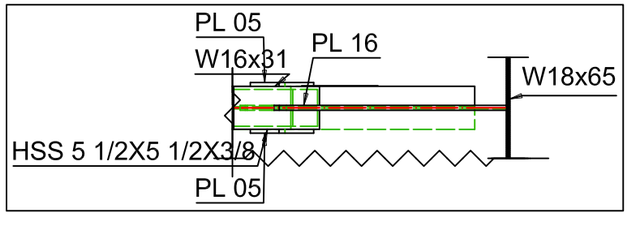
Conexión Placa Base - Riostra



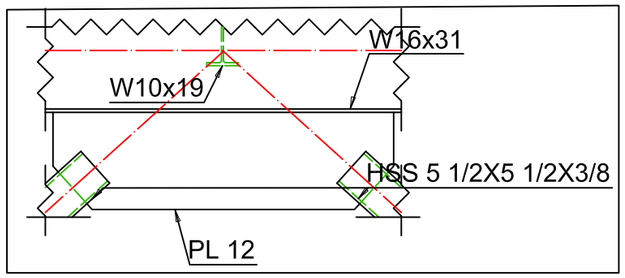
Conexión Placa Base - Riostra Soldadura



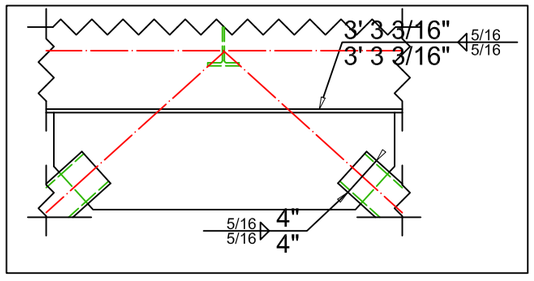
Conexión Viga - Riostra Vista Superior



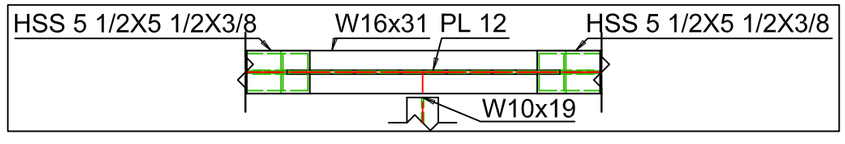
Conexión Chevron



Conexión Chevron Soldadura



Conexión Chevron Vista Superior



USAT
Universidad Católica
Santo Toribio de Mogrovejo

AUTODESK

Autor:
Orozco Piñin Ronald Alí

Asesor:
Mag. Ing.Acero Martinez
José Alberto

Análisis Comparativo del Diseño de los Sistemas Estructurales de Acero SCBF y BRBF para un Edificio de 8 Niveles en la Ciudad de Chiclayo

Plano de Despiece
Ejes: D - E, 7
Primer Nivel

Número de proyecto	01
Fecha	Diciembre del 2021
Dibujado por	RAOP
Comprobado por	JAM

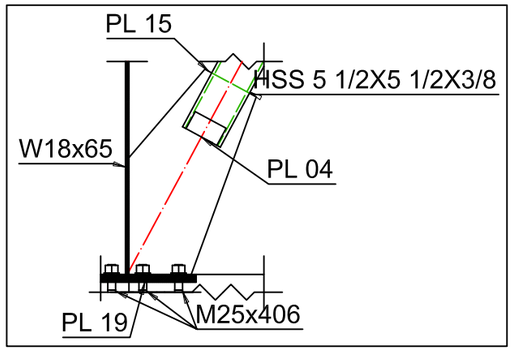
EM06

Escala: 1/20

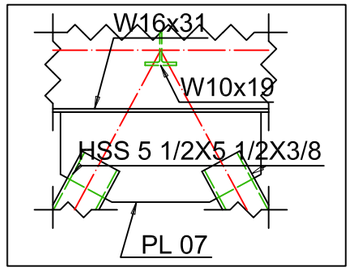
RAOP

PRIMER NIVEL EJE 7, 5, 3,1 - EJE A-B

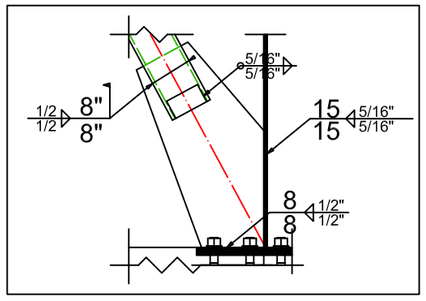
Conexión Placa Base - Riostra



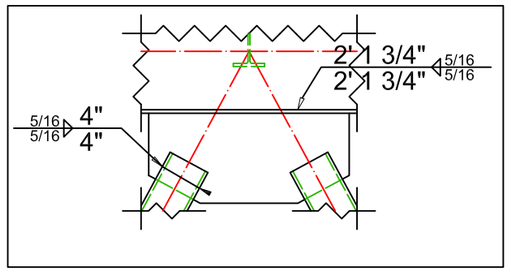
Conexión Chevron



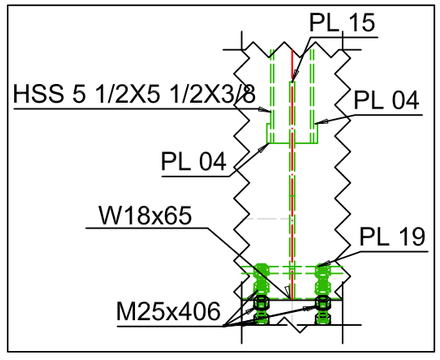
Conexión Placa Base - Riostra Soldadura



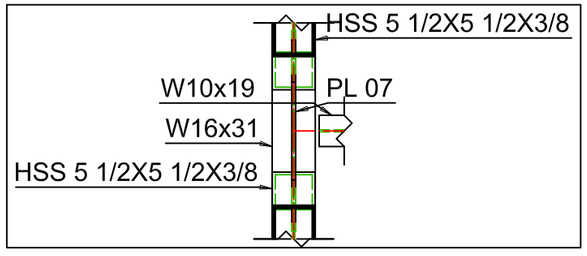
Conexión Chevron Soldadura



Conexión Viga - Riostra Vista Superior



Conexión Chevron Vista Superior



USAT
Universidad Católica
Santo Toribio de Mogrovejo

AUTODESK

Autor:
Orozco Piñin Ronald Alí

Asesor:
Mag. Ing.Acero Martinez
José Alberto

Análisis Comparativo del Diseño de los Sistemas Estructurales de Acero SCBF y BRBF para un Edificio de 8 Niveles en la Ciudad de Chiclayo

Plano de Despiece
Ejes: D - E, 7
Primer Nivel

Número de proyecto	01
Fecha	Diciembre del 2021
Dibujado por	RAOP
Comprobado por	JAM

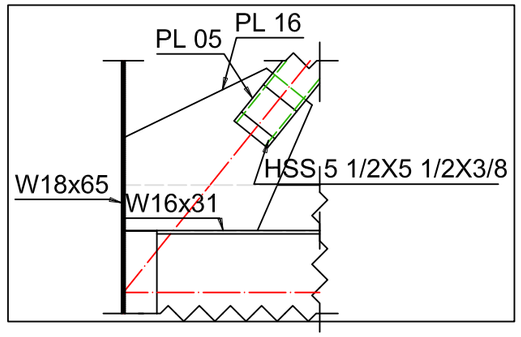
EM07

Escala: 1/20

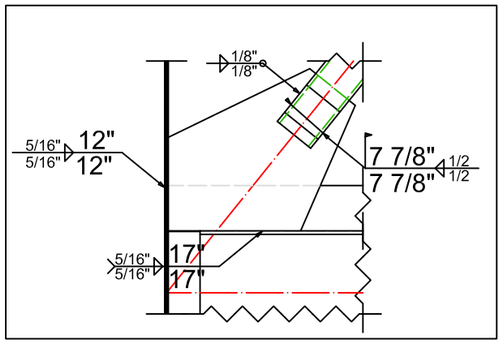
RAOP

SEGUNDO AL OCTAVO NIVEL EJE 7, 5, 3,1 - EJE A-B

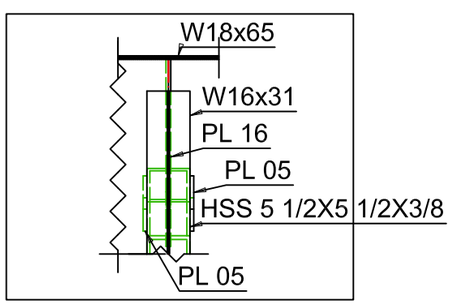
Conexión Placa Base - Riostra



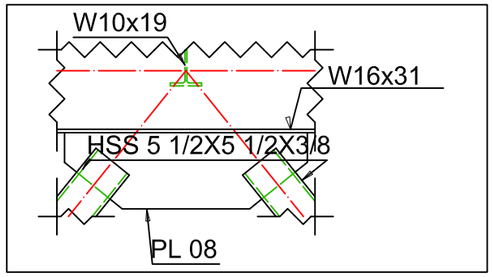
Conexión Placa Base - Riostra Soldadura



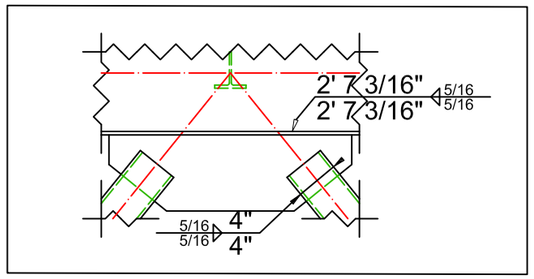
Conexión Viga - Riostra Vista Superior



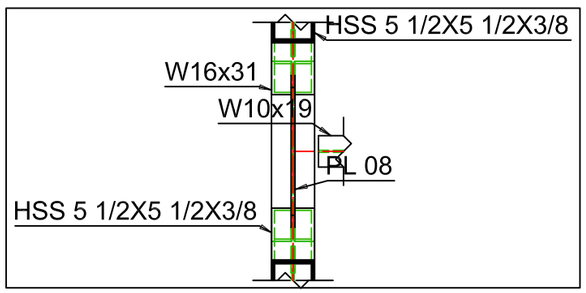
Conexión Chevron



Conexión Chevron Soldadura



Conexión Chevron Vista Superior



USAT
Universidad Católica
Santo Toribio de Mogrovejo

AUTODESK

Autor:
Orozco Piñin Ronald Alí

Asesor:
Mag. Ing.Acero Martinez
José Alberto

Análisis Comparativo del Diseño de los Sistemas Estructurales de Acero SCBF y BRBF para un Edificio de 8 Niveles en la Ciudad de Chiclayo

Plano de Despiece
Ejes: D - E, 7
Primer Nivel

Número de proyecto	01
Fecha	Diciembre del 2021
Dibujado por	RAOP
Comprobado por	JAM

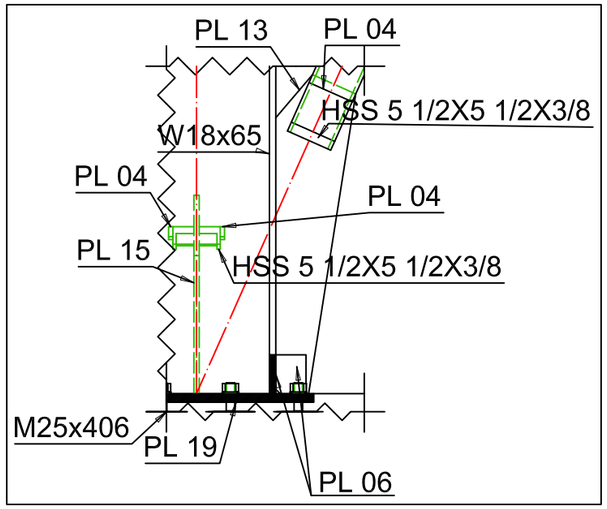
EM08

Escala: 1/20

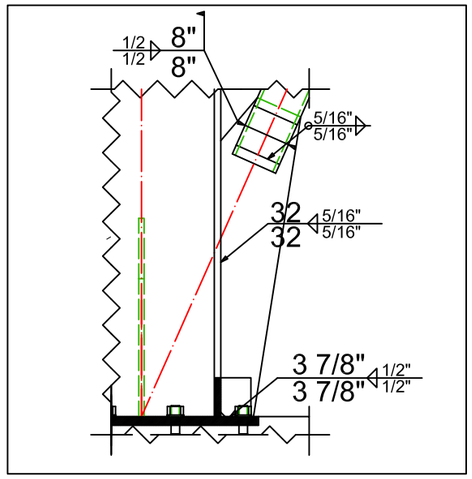
RAOP

PRIMER NIVEL EJE A, C, E - EJE 2-3, 5-6

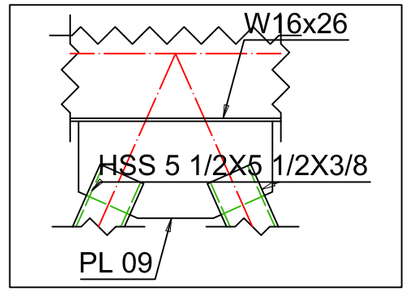
Conexión Placa Base - Riostra



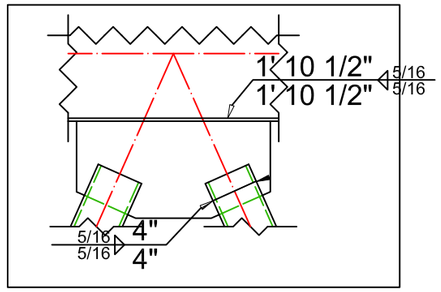
Conexión Placa Base - Riostra Soldadura



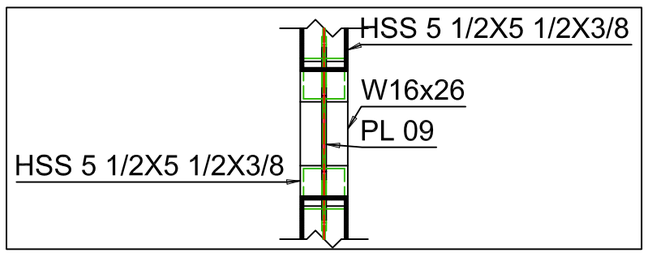
Conexión Chevron



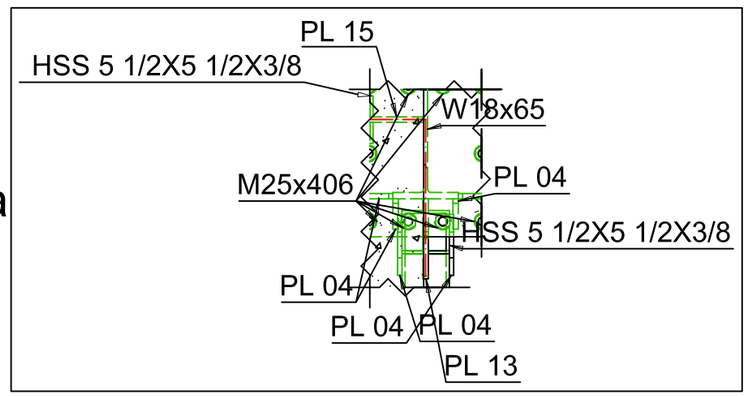
Conexión Chevron Soldadura



Conexión Chevron Vista Superior



Conexión Viga - Riostra Vista Superior



USAT
Universidad Católica
Santo Toribio de Mogrovejo

AUTODESK

Autor:
Orozco Piñin Ronald Alí

Asesor:
Mag. Ing.Acero Martinez José Alberto

Análisis Comparativo del Diseño de los Sistemas Estructurales de Acero SCBF y BRBF para un Edificio de 8 Niveles en la Ciudad de Chiclayo

Plano de Despiece
Ejes: D - E, 7
Primer Nivel

Número de proyecto	01
Fecha	Diciembre del 2021
Dibujado por	RAOP
Comprobado por	JAM

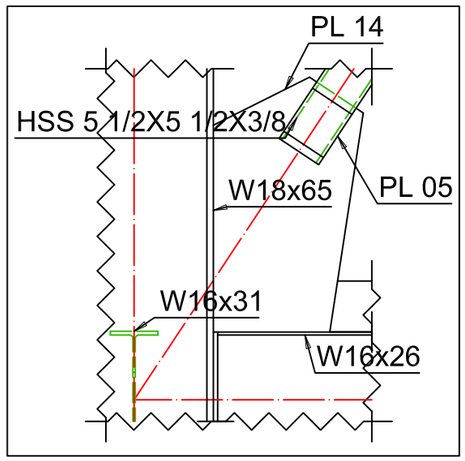
EM09

Escala: 1/20

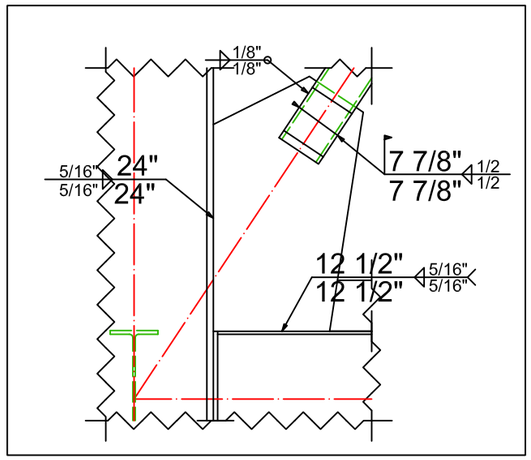
RAOP

SEGUNDO AL OCTAVO NIVEL EJE A, C, E - EJE 2-3, 5-6

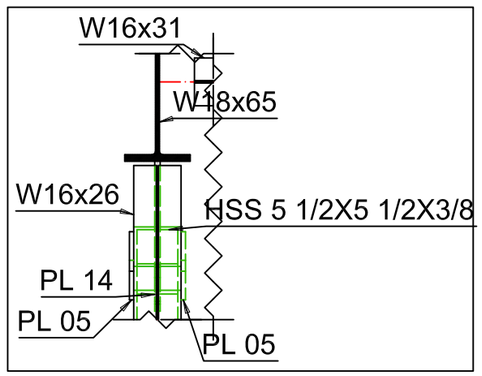
Conexión Placa Base - Riostra



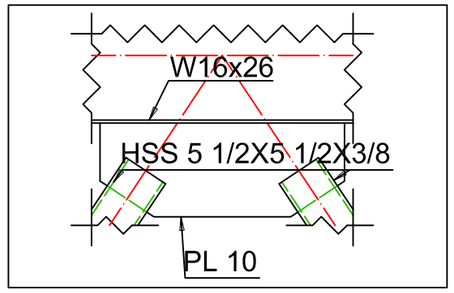
Conexión Placa Base - Riostra Soldadura



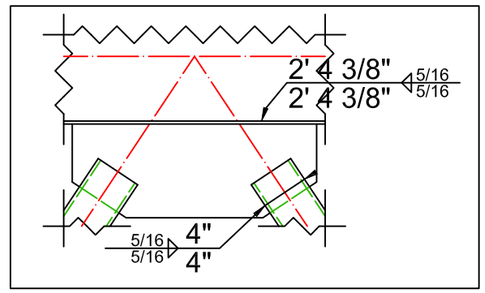
Conexión Viga - Riostra Vista Superior



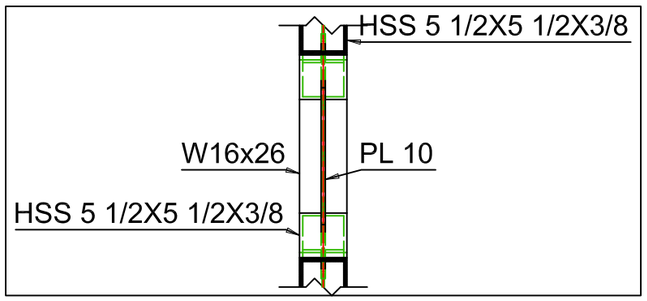
Conexión Chevron



Conexión Chevron Soldadura



Conexión Chevron Vista Superior



USAT
Universidad Católica
Santo Toribio de Mogrovejo

AUTODESK

Autor:
Orozco Piñin Ronald Alí

Asesor:
Mag. Ing.Acero Martinez José Alberto

Análisis Comparativo del Diseño de los Sistemas Estructurales de Acero SCBF y BRBF para un Edificio de 8 Niveles en la Ciudad de Chiclayo

Plano de Despiece
Ejes: D - E, 7
Primer Nivel

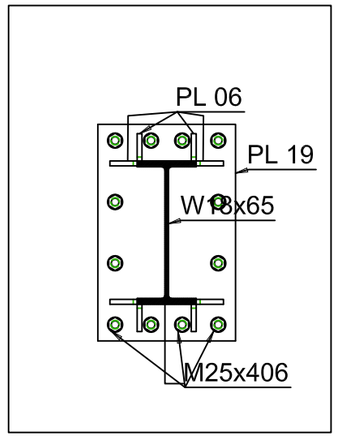
Número de proyecto	01
Fecha	Diciembre del 2021
Dibujado por	RAOP
Comprobado por	JAM

EM10

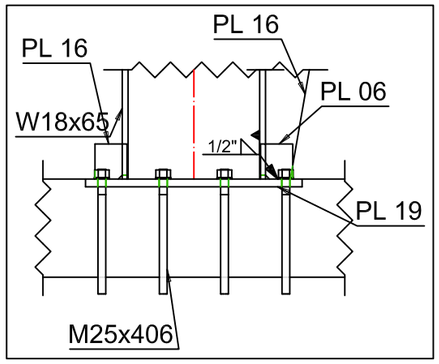
Escala: 1/20

RAOP

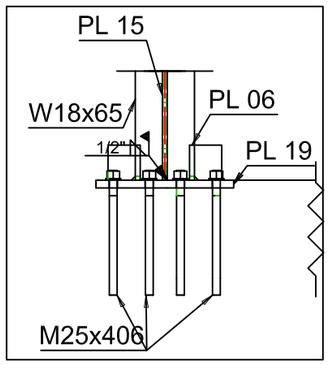
Base Plate



Vista en Planta



Corte Longitudinal



Corte Transversal

USAT
Universidad Católica
Santo Toribio de Mogrovejo

AUTODESK

Autor:
Orozco Piñin Ronald Alí

Asesor:
Mag. Ing.Acero Martinez
José Alberto

Análisis Comparativo del Diseño de los Sistemas Estructurales de Acero SCBF y BRBF para un Edificio de 8 Niveles en la Ciudad de Chiclayo

Plano de Despiece
Ejes: D - E, 7
Primer Nivel

Número de proyecto	01
Fecha	Diciembre del 2021
Dibujado por	RAOP
Comprobado por	JAM

EM11

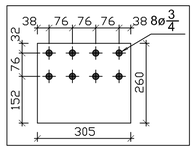
Escala: 1/20

RAOP

448x **Pletina: Conexión Viga - Alma de Columna** PL 01

A36 - 1:10

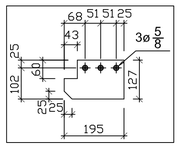
PL 1/2"x1'x10 1/4"



768x **Pletina: Conexión Viga - Vigueta** PL 02

A572-GR 50 - 1:10

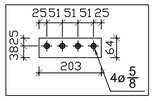
PL 1/2"x7 11/16"x5"



480x **Pletina: Conexión Viga - Ala de Columna** PL 03

A36 - 1:10

PL 1/2"x8"x2 1/2"



28x **Refuerzo Riostras (Primer Nivel)** PL 04

A572-GR 50 - 1:10

PL 1/2"x6"x5 1/2"



196x **Refuerzo Riostras (2do al 8vo Nivel)** PL 05

A572-GR 50 - 1:10

PL 1/2"x5 1/2"x4 1/2"



280x **Rigidizador Placa Base** PL 06

A572-GR 50 - 1:10

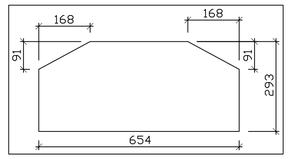
PL 5/8"x4 1/2"x3 1/2"



4x **Pletina Chevron (1er Nivel) EJE 7, 5, 3, 1 entre EJES A-B** PL 07

A572-GR 50 - 1:10

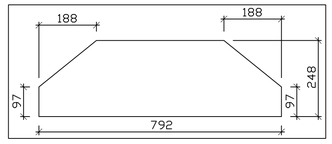
PL 1/2"x2' 1 3/4"x11 9/16"



28x **Pletina Chevron (2do al 8vo Nivel) EJE 7, 5, 3, 1 entre EJES A-B** PL 08

A572-GR 50 - 1:10

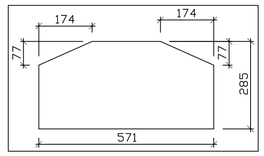
PL 1/2"x2' 7 3/16"x9 3/4"



6x **Pletina Chevron (1er Nivel) EJE 6-5, 3-2 y EJE A, C, E** PL 09

A572-GR 50 - 1:10

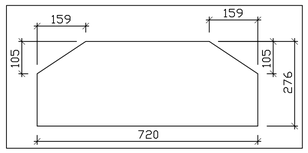
PL 1/2"x1' 10 1/2"x11 1/4"



42x **Pletina Chevron (2do al 8vo Nivel) EJE 6-5, 3-2 y EJE A, C, E** PL 10

A572-GR 50 - 1:10

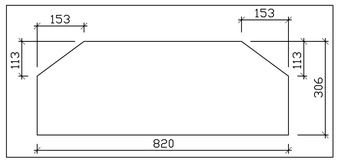
PL 1/2"x2' 4 3/8"x10 7/8"



4x **Pletina Chevron (1er Nivel) EJE 7, 5, 3, 1 entre EJES D-E** PL 11

A572-GR 50 - 1:10

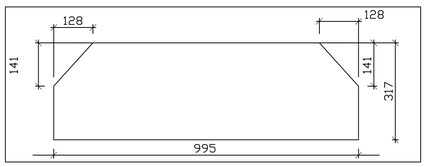
PL 1/2"x2' 8 5/16"x1'



28x **Pletina Chevron (2do al 8vo Nivel) EJE 7, 5, 3, 1 entre EJES D-E** PL 12

A572-GR 50 - 1:10

PL 1/2"x3' 3 3/16"x1' 7/16"



USAT
Universidad Católica
Santo Toribio de Mogrovejo

AUTODESK.

Autor:
Orozco Piñin Ronald Alí

Asesor:
Mag. Ing.Acero Martinez José Alberto

Análisis Comparativo del Diseño de los Sistemas Estructurales de Acero SCBF y BRBF para un Edificio de 8 Niveles en la Ciudad de Chiclayo

Conexiones Estructurales

Número de proyecto	01
Fecha	Diciembre del 2021
Dibujado por	RAOP
Comprobado por	JAM

EM12

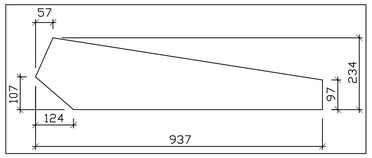
Escala: 1/20

RAOP

12x **Pletinas (Base - Riostra) EJE 2-3, 5-6 y EJE A, C, E** PL 13

A572-GR 50 - 1:10

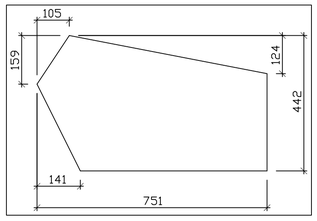
PL 5/8"x3' 7/8"x9 1/4"



84x **Pletina (Viga - Riostra) 2do al 8vo Nivel: EJE 2-3, 5-6 y EJE A, C, E** PL 14

A572-GR 50 - 1:10

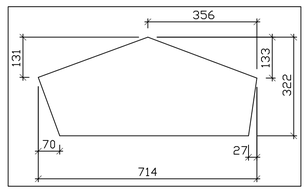
PL 5/8"x2' 5 9/16"x1' 5 3/8"



8x **Pletina (Base - Arriostre) EJE 7, 5, 3,1 - EJE A-B** PL 15

A572-GR 50 - 1:10

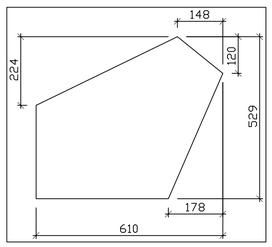
PL 5/8"x2' 4 1/8"x1' 11/16"



56x **Pletina (Viga - Arriostre) 2do al 8vo Nivel. EJE 7, 5, 3, 1 - EJE A-B** PL 16

A572-GR 50 - 1:10

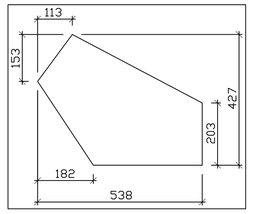
PL 5/8"x2'x1' 8 13/16"



8x **Pletina (Base - Arriostre) EJE 7, 5, 3,1 - EJE D-E** PL 17

A572-GR 50 - 1:10

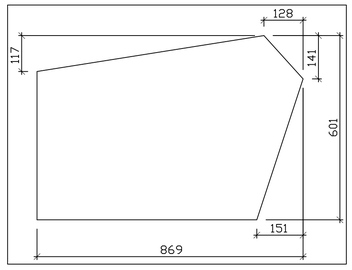
PL 5/8"x1' 9 3/16"x1' 4 13/16"



56x **Pletina (Viga - Arriostre) 2do al 8vo Nivel. EJE 7, 5, 3, 1 - EJE D-E** PL 18

A572-GR 50 - 1:10

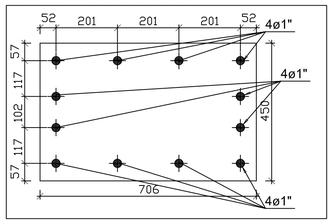
PL 5/8"x2' 10 3/16"x1' 11 11/16"



32x **Placa Base** PL 19

A572-GR 50 - 1:10

PL 1"x2' 3 13/16"x1' 5 11/16"



Autor:
Orozco Piñin Ronald Alí

Asesor:
Mag. Ing.Acero Martinez José Alberto

Análisis Comparativo del Diseño de los Sistemas Estructurales de Acero SCBF y BRBF para un Edificio de 8 Niveles en la Ciudad de Chiclayo

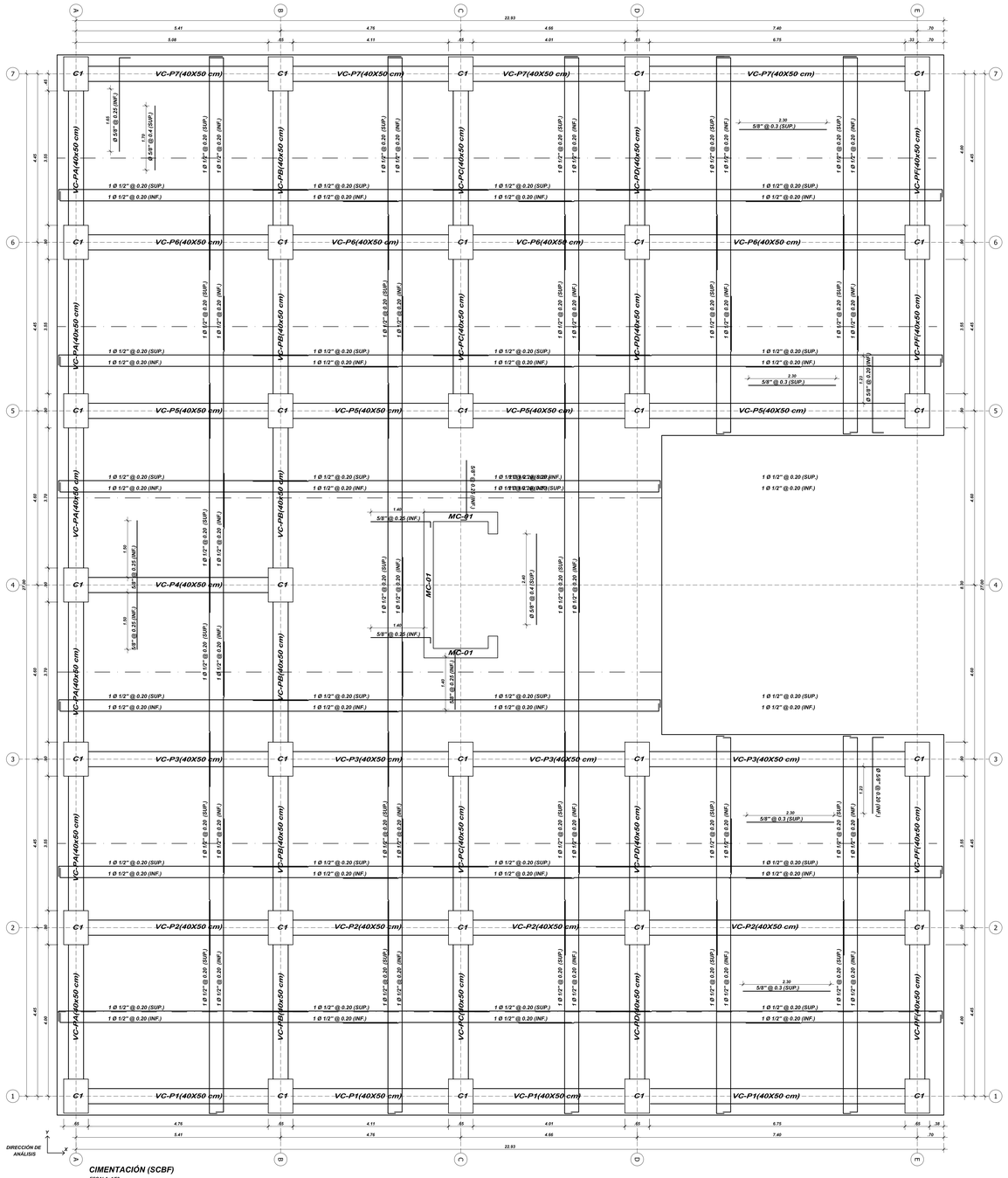
Conexiones Estructurales

Número de proyecto	01
Fecha	Diciembre del 2021
Dibujado por	RAOP
Comprobado por	JAM

EM13

Escala: 1/20

RAOP



CIMENTACIÓN (SCBF)
ESCALA: 1/50

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS SCBF

CONCRETO

COLUMNAS Y PLACAS (-2.10 NPT)	f'c= 280 Kg/cm²
COLUMNAS Y PLACAS	f'c= 210 Kg/cm²
VIGAS	f'c= 210 Kg/cm²
LOSAS ALIGERADAS	f'c= 210 Kg/cm²
LOSAS MACIZAS	f'c= 210 Kg/cm²
ESCALERA	f'c= 210 Kg/cm²
SOBRECIMIENTO ARMADO	f'c= 280 Kg/cm² + 30% PG + Plastificante
LOSA Y VIGAS DE CIMENTACIÓN	f'c= 280 Kg/cm² + Plastificante
SUBZAPATA (De -1.80 hasta 2.20)	f'c= 140 Kg/cm² + Plastificante

RECUBRIMIENTO

COLUMNAS Y PLACAS	: 4.00 cm
VIGAS	: 4.00 cm
LOSAS ALIGERADAS	: 2.50 cm
LOSAS MACIZAS	: 2.50 cm
ESCALERAS	: 2.50 cm
PLATEA DE CIMENTACIÓN	: 7.00 cm
VIGAS DE CIMENTACIÓN	: 7.00 cm
SOBRECIMIENTO	: 5.00 cm

<< LOS RECUBRIMIENTOS SE LOGRARAN MEDIANTE EL USO DE DADOS CONCRETO O MORTERO >>

CONDICIÓN DE LA CIMENTACIÓN

I. TIPO DE CIMENTACIÓN:
LOSA DE CIMENTACIÓN CON VIGAS
II. ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN:
LOSA DE CIMENTACIÓN CON VIGAS
III. PARAMETRO DE DISEÑO PARA LA CIMENTACIÓN
PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN: Df = 2.10 m
PRESIÓN ADMISIBLE DEL SUELO: Qa = 2.96 kg/cm²
FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE: Fs = 3.00
NIVEL FREÁTICO: -0.94m
IV. AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN
GRADO: MODERADA
V. RECOMENDACIONES
SE USARÁ CEMENTO TIPO MS

MATERIALES

CEMENTO -
CIMENTACIÓN : CEMENTO PORTLAND TIPO MS
RESTO DE ESTRUCTURA : CEMENTO PORTLAND TIPO I

ACERO -
REFUERZO : ACERO fy = 4200 Kg/cm2 , GRADO 60

AGREGADOS -
AGREGADO GRUESO : GRAVA NATURAL O TRITURADA
EL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL SERÁ
a) 3/4" PARA CIMENTACIÓN Y SOBRECIMIENTOS
b) 3/4" PARA COLUMNAS Y VIGAS ESTRUCTURALES
c) 1/2" PARA EL RESTO DE LOS ELEMENTOS
AGREGADO FINO : ARENA NATURAL O MANUFACTURADA

<< LAS PARTÍCULAS DE LOS AGREGADOS SERÁ LIMPIAS, LIBRES DE DE PARTÍCULAS ESCAMOSAS, MATERIA ORGÁNICA Y SUSTANCIAS DAÑINAS >>

ENCOFRADOS

LOS PLAZOS MÍNIMOS DE REMOCIÓN DE ENCOFRADOS Y ELEMENTOS ELEMENTOS DE SOSTÉN SE INGIRÁN A LOS SIGUIENTES TIEMPOS:
- COSTADOS DE VIGAS Y COLUMNAS = 36 HORAS
- LOSAS
a) LUZ ≤ 2.50m = 7 DÍAS
b) LUZ > 2.50m = 1 DÍA POR CADA METRO DE EXCESO
- FONDOS DE VIGAS
a) LUZ ≤ 5.50m = 21 DÍAS
b) LUZ > 5.50m = 1 DÍA POR CADA METRO DE EXCESO
<< REALIZAR ENSAYOS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO >>

NORMAS APLICADAS

PARA TODO LO QUE NO ESTÉ ESPECIFICADO RIGEN:
REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
NORMA E.020 "CARGAS"
NORMA E.030 "DISEÑO SISMORRESISTENTE"
NORMA E.050 "SUELOS Y CIMENTACIONES"
NORMA E.060 "CONCRETO ARMADO"

SEPARACIÓN SÍSMICA

DE 7.00 CM ENTRE LA ESTRUCTURA Y EDIFICACIONES VECINAS.
Y 2.50 CM ENTRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y TABIQUES.

PARÁMETROS SÍSMICOS

FACTOR DE ZONA (Z)	: 0.45g (ZONA 04)
FACTOR DE USO (U)	: 1.00 (CATEGORÍA C)
FACTOR DE SUELO (S)	: 1.05 (PERFIL S2)
PERIODO DEL SUELO	: TP = 0.60 seg : TL = 2.00 seg
FACTOR DE BÁSICO DE REDUCCIÓN (Ro)	: Ro X-X = 7.00 (SCBF) : Ro Y-Y = 7.00 (SCBF)
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN ALTURA (Ia)	: Ia X-X = 1.00 : Ia Y-Y = 1.00
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA (Ip)	: Ip X-X = 0.90 : Ip Y-Y = 0.90
FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA (R)	: R X-X = 6.30 : R Y-Y = 6.30

FUERZA CORTANTE DE DISEÑO (V)	: V X-X = 364.88 Tn : V Y-Y = 343.72 Tn
PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN	: Tx = 0.802 seg : Ty = 0.805 seg

DESPLAZAMIENTOS

DIRECCIÓN X-X				DIRECCIÓN Y-Y			
NIVEL	ABSOLUTOS (mt)	RELATIVOS (mt)	DERIVA	NIVEL	ABSOLUTOS (mt)	RELATIVOS (mt)	DERIVA
9	19.405	---	0.0066	9	18.713	---	0.0059
8	21.350	2.684	0.0054	8	19.602	2.231	0.0091
7	18.706	2.874	0.0095	7	17.371	2.465	0.0054
6	15.832	3.003	0.0095	6	14.906	2.638	0.0095
5	12.829	3.018	0.0092	5	12.268	2.714	0.0093
4	9.81	2.898	0.0087	4	9.554	2.678	0.0068
3	6.912	2.629	0.0079	3	6.875	2.475	0.0078
2	4.283	2.225	0.0067	2	4.400	2.158	0.0066
1	2.058	2.058	0.0041	1	2.243	2.243	0.0045

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMAS Y CODIGOS APLICABLES:

-MATERIALES : AMERICAN SOCIETY FOR TESTIN AND MATERIAL- ASTM
-ACERO : AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION - AISC
-PINTURA : STEEL STRUCTURES PAINTING COUNCIL - SSPC
-SOLDADURA : AMERICAN WELDING SOCIETY - AWS

ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA LA FABRICACION Y MONTAJE

DE LA ESTRUCTURA DE ACERO AISC-LFRD 2016 ULTIMA EDICION:

- ACERO ESTRUCTURAL : ASTM A572 Gr50 (Fy=50 ksi / Fu= 65 ksi) PLANCHAS Y PERFILES
: ASTM A36 (Fy=36 ksi / Fu= 58 ksi) PLANCHAS
: ASTM A325 - PERNOS EN CONEXIONES
: ASTM F1554 Gr105 (Fu=125 ksi) - PERNOS DE ANCLAJE
- ACERO CORRUGADO : ASTM A-615 (G-60 -4,200 kg/cm2)
- ACERO CORRUGADO : ASTM A-615 (G-60 -4,200 kg/cm2)
- SOLADURA : ELECTRODOS AWS-A 5.1 SERIE E - 60 XX
: ELECTRODOS AWS-A 5.1 SERIE E - 70 XX (PARA ACERO AL CARBONO)
EN CORDONES CONTÍNUOS ALREDEDOR DE LAS UNIONES, SALVO INDICACIÓN.

- LA CALIDAD Y TRABAJO DE LA SOLDADURA CONFORMARA CON EL CODIGO DE SOLDADURA AWS D1.0-89 DE LA SOCIEDAD AMERICANA DE SOLDADURA (AMERICAN WELDING SOCIETY).
- LA SOLDADURA DE LAS UNIONES DEBERA DESARROLLAR LA CAPACIDAD EN TRACCION DE CADA ELEMENTO CONCURRENTE Y DEBERA USARSE EL DIAMETRO (Ø) DE LA VARILLA DE SOLDADURA QUE SE ESPECIFICA EN LOS PLANOS.
- EL TRABAJO DE LA SOLDADURA DEBERA SER EFECTUADO POR ESPECIALISTAS CON EXPERIENCIA, PARA QUE EL CORDON DE COSTURA DE LA SOLDADURA SEA NORMAL Y EVITAR REQUEMADURAS EN LAS PARTES A SOLDARSE, EL ESPECIALISTA ANTES DE EFECTUAR EL TRABAJO DEBERA REVIZAR TODOS LOS ELEMENTOS CONFORMANTES REPASANDO CON ESCOBILLA DE ALAMBRE DE ACERO EN LAS ZONAS DE LAS PARTES A SOLDARSE Y DE ESTA MANERA EFECTUAR UNA UNION SOLDADA LIMPIA.
- EL CONTRATISTA DE LA ESTRUCTURA DE ACERO DEBERA SOMETER AL PROYECTISTA PLANOS DE FABRICACION EN LOS QUE SE MUESTRE EN DETALLE LAS UNIONES SOLDADAS DE LOS DISTINTOS ELEMENTOS IMPORTANTES QUE CONFORMA LA ESTRUCTURA DE ACERO.
- EL FABRICANTE DE LA ESTRUCTURA DE ACERO DEBERA PRESENTAR EN OBRA TODOS LOS EQUIPOS MECANICOS NECESARIOS PARA EFECTUAR EL MONTAJE DE ACUERDO CON LAS NORMAS TECNICAS DE MONTAJE, SEGURIDAD Y PREVISION

PROTECCION: LA ESTRUCTURA DE ACERO SE PROTEGERA CON PINTURA ANTICORROSIVA LA QUE CONSTARA DE LAS SIGUIENTES CAPAS:

A) PREPARACION DE LA SUPERFICIE: ARENADO CON METAL BLANCO SPC-SP6
B) IMPRIMANTE
C) ANTICORROSIVO EPOXICO DE ALTO CONTENIDO DE SÓLIDOS, 1 CAPA DE 4 MILS DE ESPESOR MÍN. DE PELÍCULA SECA.
D) ACABADO POLIURETANO 1 CAPA DE ESPESOR MÍN. 2 MILS DE PELÍCULA SECA.

IMPORTANTE :

1.- TODAS LAS MEDIDAS ESTAN DADAS EN METROS (SALVO INDICACIÓN) Y DEBERAN SER VERIFICADAS EN OBRA PARA EVITAR ERRORES DE FABRICACION Y MONTAJE.

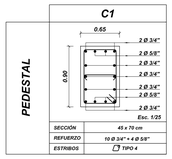
2.- LAS PERFORACIONES EN LAS PLANCHAS PARA LOS PERNOS Y ARRIOSTRES SERAN 1/16" MAYORES QUE EL DIAMETRO NOMINAL DEL PERNO.

3.- EL RADIO INTERIOR DE DOBLEZ PARA TODOS LOS PERFILES DOBLADOS EN FRIO SERA IGUAL AL ESPESOR DE LA PLANCHA.

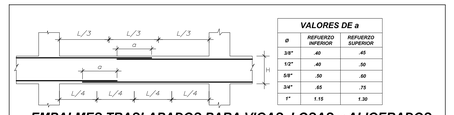
4.- LAS PLANCHAS METALICAS DE LA COBERTURA SE FIJARAN A LAS VIGUETAS CON TORNILLOS AUTORROSCANTES CON ARANDELA DE NEOPRENE. ALTERNATIVAMENTE SE PODRAN USAR REMACHES, TORNILLOS U OTRO MEDIO DE FIJACION PROBADO Y RECOMENDADO POR EL FABRICANTE.

5.- LA INSTALACION DE LAS COBERTURAS SE EJECUTARA SEGUN LAS ESPECIFICACIONES TECNICAS Y CONSTRUCTIVAS DEL CATALOGO DEL FABRICANTE PROVEEDOR. EN SU DEFECTO, CONSULTAR AL PROYECTISTA.

CUADRO DE COLUMNAS



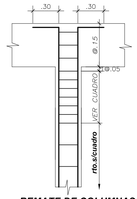
SECCIÓN	45 x 70 cm
REFUERZO	10 Ø 3/4" + 4 Ø 5/8"
ESTRIBOS	TIPO 4



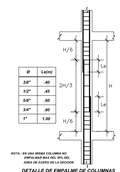
VALORES DE a		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA.-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8"Ø.



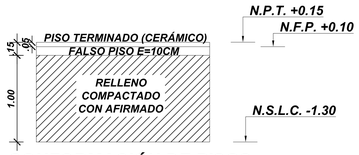
REMATE DE COLUMNAS



Ø	L(cm)
3/8"	.45
1/2"	.45
5/8"	.50
3/4"	.60
1"	1.00

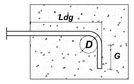
NOTA.- EN UNA MISMA COLUMNA NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE ACERO EN LA SECCION

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS



CONFORMACIÓN DE PISOS

ESCALA: 1/20



Ø Varilla	Longitud de desarrollo (Ldg)	G	D
6 mm	15.00 cm	10.0 cm	4.0 cm
1/4"	15.00 cm	10.0 cm	4.0 cm
3/8"	28.00 cm	15.0 cm	6.0 cm
1/2"	28.00 cm	20.0 cm	8.0 cm
5/8"	35.00 cm	25.0 cm	10.0 cm
3/4"	42.00 cm	30.0 cm	12.0 cm
1"	56.00 cm	35.0 cm	16.0 cm

LONGITUD DE ANCLAJE Y TRASLAPE				
Ø Varilla	As Inferior	As Superior		Traslape "LE"
	H (cualquier valor)	H < 0.30m	H ≥ 0.30m	
1/4"	0.30 m	0.30 m	0.30 m	0.40 m
3/8"	0.45 m	0.45 m	0.45 m	0.60 m
1/2"	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.80 m
5/8"	0.75 m	0.75 m	0.75 m	1.00 m
3/4"	0.90 m	0.90 m	0.90 m	1.15 m
1"	1.50 m	1.50 m	1.50 m	1.95 m

CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E

DETALLE DE ESTRIBOS Y GRAPAS



Ø Varilla	L	R
6mm	7.5 cm	1.5 cm
1/4"	7.5 cm	1.5 cm
3/8"	10.0 cm	2.0 cm

USAT
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS METÁLICAS

LAMINA: **EM-14**

UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

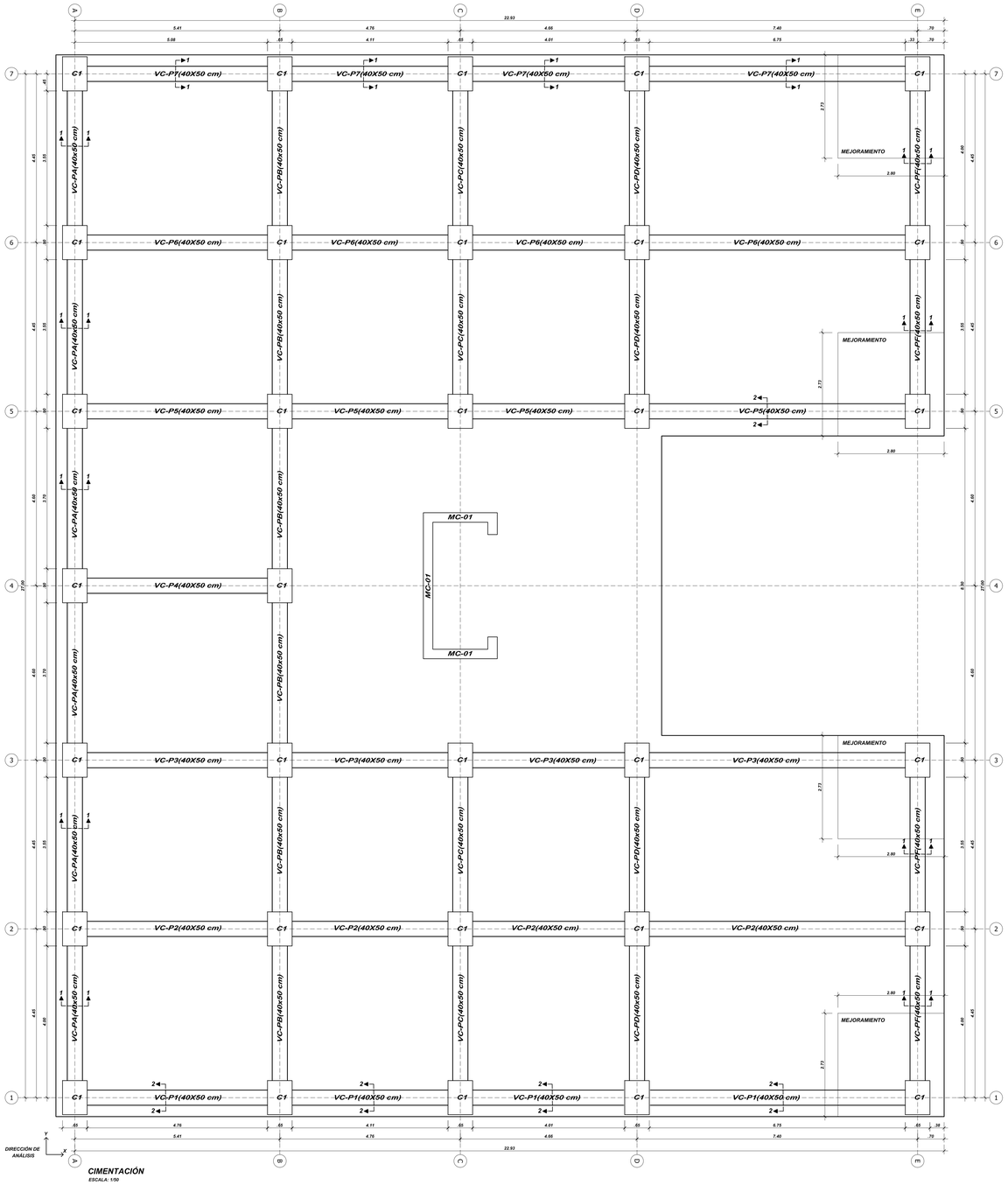
PLANO: CIMENTACIÓN SCBF

FECHA: DICIEMBRE DEL 2021

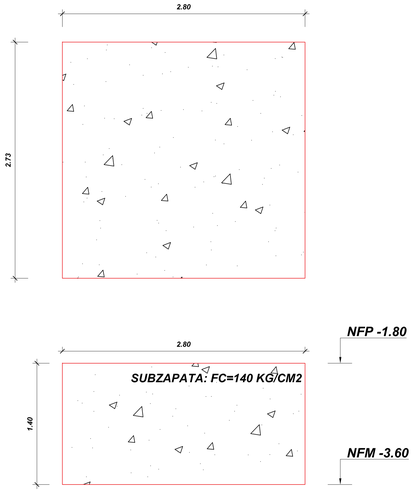
ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ

ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO

ESCALA: INDICADA



CIMENTACIÓN
ESCALA: 1/50



MEJORAMIENTO ENTRE EJE F Y EJES 1, 3, 5 Y 7
ESCALA: 1/20

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS SCBF

CONCRETO

COLUMNAS Y PLACAS (-2.10 NPT)	: f'c= 280 Kg/cm²
COLUMNAS Y PLACAS	: f'c= 210 Kg/cm²
VIGAS	: f'c= 210 Kg/cm²
LOSAS ALIGERADAS	: f'c= 210 Kg/cm²
LOSAS MACIZAS	: f'c= 210 Kg/cm²
ESCALERA	: f'c= 210 Kg/cm²
SOBRECIMIENTO ARMADO	: f'c= 280 Kg/cm² + 30% PG + Plastificante
LOSA Y VIGAS DE CIMENTACIÓN	: f'c= 280 Kg/cm² + Plastificante
SUBZAPATA (De -1.80 hasta 2.20)	: f'c= 140 Kg/cm² + Plastificante

RECUBRIMIENTO

COLUMNAS Y PLACAS	: 4.00 cm
VIGAS	: 4.00 cm
LOSAS ALIGERADAS	: 2.50 cm
LOSAS MACIZAS	: 2.50 cm
ESCALERAS	: 2.50 cm
PLATEA DE CIMENTACIÓN	: 7.00 cm
VIGAS DE CIMENTACIÓN	: 7.00 cm
SOBRECIMIENTO	: 5.00 cm

<< LOS RECUBRIMIENTOS SE LOGRARAN MEDIANTE EL USO DE DADOS CONCRETO O MORTERO >>

CONDICIÓN DE LA CIMENTACIÓN

I. TIPO DE CIMENTACIÓN:
LOSA DE CIMENTACIÓN CON VIGAS
II. ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN:
LOSA DE CIMENTACIÓN CON VIGAS
III. PARÁMETRO DE DISEÑO PARA LA CIMENTACIÓN
PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN: Df ≥ 2.10 m
PRESIÓN ADMISIBLE DEL SUELO: Qa = 2.96 kg/cm²
FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE: Fs = 3.00
NIVEL FREÁTICO: -0.94m
IV. AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN
GRADO: MODERADA
V. RECOMENDACIONES
SE USARÁ CEMENTO TIPO MS

MATERIALES

CEMENTO –
CIMENTACIÓN : CEMENTO PORTLAND TIPO MS
RESTO DE ESTRUCTURA : CEMENTO PORTLAND TIPO I
ACERO –
REFUERZO : ACERO fy = 4200 Kg/cm2 , GRADO 60
AGREGADOS –
AGREGADO GRUESO : GRAVA NATURAL O TRITURADA
EL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL SERÁ
a) 3/4" PARA CIMENTACIÓN Y SOBRECIMIENTOS
b) 3/4" PARA COLUMNAS Y VIGAS ESTRUCTURALES
c) 1/2" PARA EL RESTO DE LOS ELEMENTOS
AGREGADO FINO : ARENA NATURAL O MANUFACTURADA

<< LAS PARTÍCULAS DE LOS AGREGADOS SERÁ LIMPIAS, LIBRES DE DE PARTÍCULAS ESCAMOSAS, MATERIA ORGÁNICA Y SUSTANCIAS DAÑINAS >>

ENCOFRADOS

LOS PLAZOS MÍNIMOS DE REMOCIÓN DE ENCOFRADOS Y ELEMENTOS ELEMENTOS DE SOSTÉN SE RIGIRÁN A LOS SIGUIENTES TIEMPOS:
- COSTADOS DE VIGAS Y COLUMNAS = 36 HORAS
- LOSAS
a) LUZ ≤ 2.50m = 7 DÍAS
b) LUZ > 2.50m = 1 DÍA POR CADA METRO DE EXCESO
- FONDOS DE VIGAS
a) LUZ ≤ 5.50m = 21 DÍAS
b) LUZ > 5.50m = 1 DÍA POR CADA METRO DE EXCESO
<< REALIZAR ENSAYOS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO >>

NORMAS APLICADAS

PARA TODO LO QUE NO ESTÉ ESPECIFICADO RIGEN:
REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
NORMA E.020 "CARGAS"
NORMA E.030 "DISEÑO SISMORRESISTENTE"
NORMA E.050 "SUELOS Y CIMENTACIONES"
NORMA E.060 "CONCRETO ARMADO"

SEPARACIÓN SÍSMICA

DE 7.00 CM ENTRE LA ESTRUCTURA Y EDIFICACIONES VECINAS.
Y 2.50 CM ENTRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y TABIQUES.

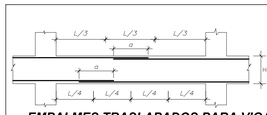
PARÁMETROS SÍSMICOS

FACTOR DE ZONA (Z)	: 0.45g (ZONA 04)
FACTOR DE USO (U)	: 1.00 (CATEGORÍA C)
FACTOR DE SUELO (S)	: 1.05 (PERFIL S2)
PERIODO DEL SUELO	: TP = 0.60 seg
	: TL = 2.00 seg
FACTOR DE BÁSICO DE REDUCCIÓN (Ro)	: Ro X-X = 7.00 (SCBF)
	: Ro Y-Y = 7.00 (SCBF)
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN ALTURA (Ia)	: Ia X-X = 1.00
	: Ia Y-Y = 1.00
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA (Ip)	: Ip X-X = 0.90
	: Ip Y-Y = 0.90
FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA (R)	: R X-X = 6.30
	: R Y-Y = 6.30

FUERZA CORTANTE DE DISEÑO (V) : V X-X = 364.88 Tn
: V Y-Y = 343.72 Tn
PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN : Tx = 0.802 seg
: Ty = 0.805 seg

DESPLAZAMIENTOS

DIRECCIÓN X-X				DIRECCIÓN Y-Y			
NIVEL	ABSOLUTOS (cm)	RELATIVOS (cm)	DERIVA	NIVEL	ABSOLUTOS (cm)	RELATIVOS (cm)	DERIVA
9	19.405	----	0.0066	9	19.713	----	0.0059
8	21.290	2.584	0.0094	8	19.602	2.231	0.0091
7	16.706	2.574	0.0095	7	17.371	2.465	0.0094
6	15.632	3.003	0.0095	6	14.906	2.638	0.0095
5	12.629	3.018	0.0092	5	12.268	2.714	0.0093
4	9.81	2.898	0.0087	4	9.554	2.678	0.0088
3	6.912	2.529	0.0079	3	6.875	2.475	0.0078
2	4.283	2.225	0.0067	2	4.400	2.158	0.0066
1	2.058	2.058	0.0041	1	2.243	2.243	0.0045

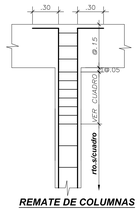


EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

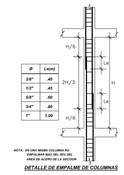
NOTA.-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8"Ø.

VALORES DE a

Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.50
3/4"	.55	.75
1"	1.15	1.30



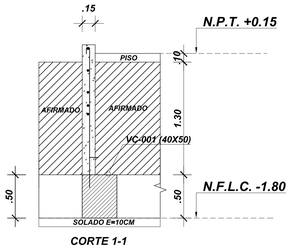
REMATE DE COLUMNAS



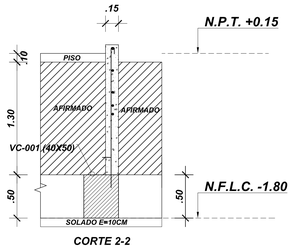
Ø	Lv(m)
3/8"	.40
1/2"	.45
5/8"	.50
3/4"	.50
1"	1.00

NOTA.- EN UNA MISMA COLUMNA NO SE EMPALMARA MAS DEL 50% AREA DE ACERO DE LA SECCION

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS



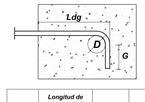
CORTE 1-1
ESCALA: 1/25



CORTE 2-2
ESCALA: 1/25



CONFORMACIÓN DE PISOS
ESCALA: 1/20



ØVarilla	Longitud de desarrollo (Ldg)	G	D
6 mm	15.00 cm	10.0 cm	4.0 cm
1/4"	15.00 cm	10.0 cm	4.0 cm
3/8"	28.00 cm	15.0 cm	6.0 cm
1/2"	28.00 cm	20.0 cm	8.0 cm
5/8"	35.00 cm	25.0 cm	10.0 cm
3/4"	42.00 cm	30.0 cm	12.0 cm
1"	56.00 cm	35.0 cm	16.0 cm

CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E

LONGITUD DE ANCLAJE Y TRASLAPE				
ØVarilla	As Inferior	As Superior		Traslape "Lt"
	H (cualquier valor)	H < 0.30m	H ≥ 0.30m	
1/4"	0.30 m	0.30 m	0.30 m	0.40 m
3/8"	0.45 m	0.45 m	0.45 m	0.60 m
1/2"	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.80 m
5/8"	0.75 m	0.75 m	0.75 m	1.00 m
3/4"	0.90 m	0.90 m	0.90 m	1.15 m
1"	1.50 m	1.50 m	1.50 m	1.95 m

DETALLE DE ESTRIBOS Y GRAPAS



ØVarilla	L	R
6mm	7.5 cm	1.5 cm
1/4"	7.5 cm	1.5 cm
3/8"	10.0 cm	2.0 cm

USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS METÁLICAS

PLANO: CIMENTACIÓN SCBF

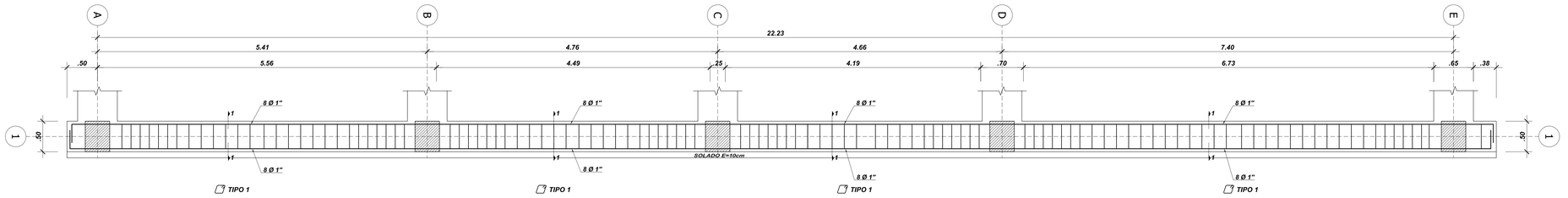
LAMINA: **EM-15**

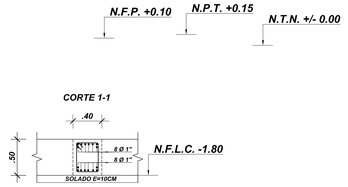
FECHA: DICIEMBRE DEL 2021

ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ

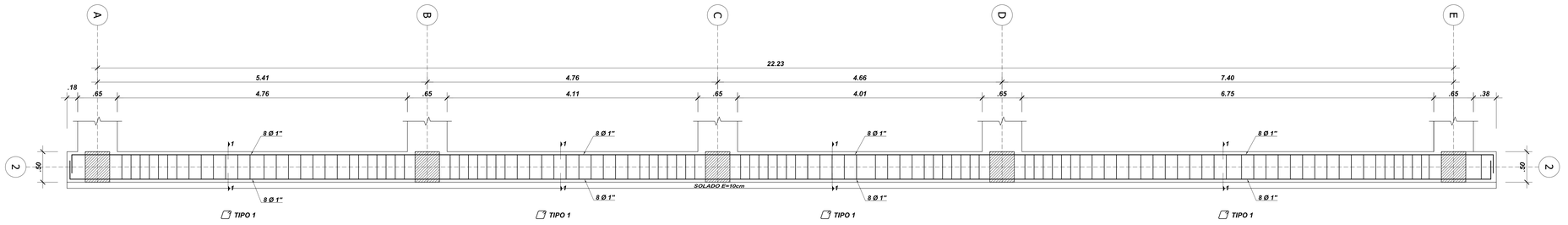
ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO

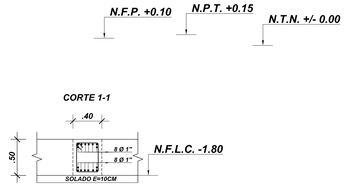
ESCALA: INDICADA



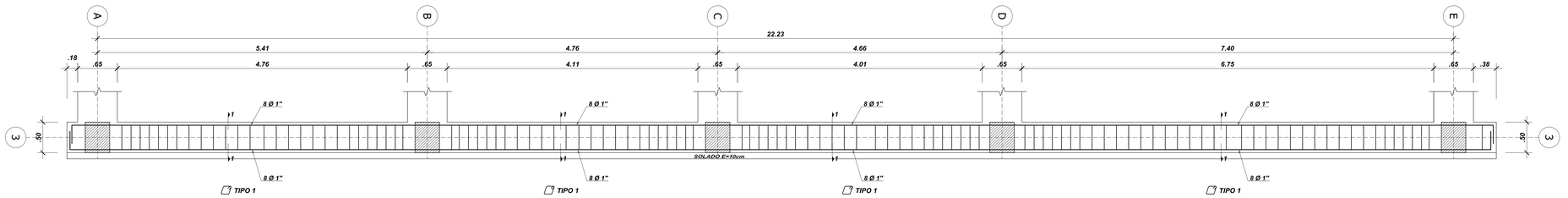


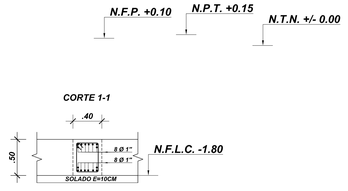
DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE 1 y 7
Escala 1/30





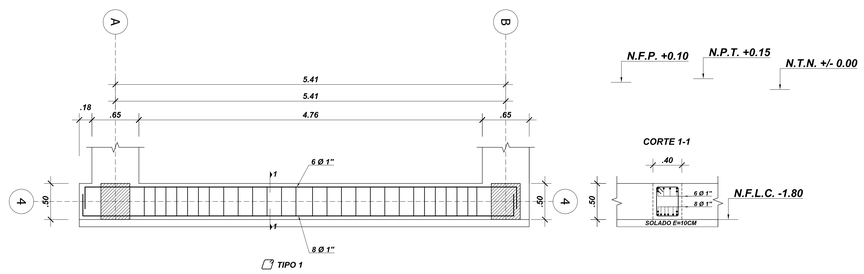
DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE 2 y 6
Escala 1/30



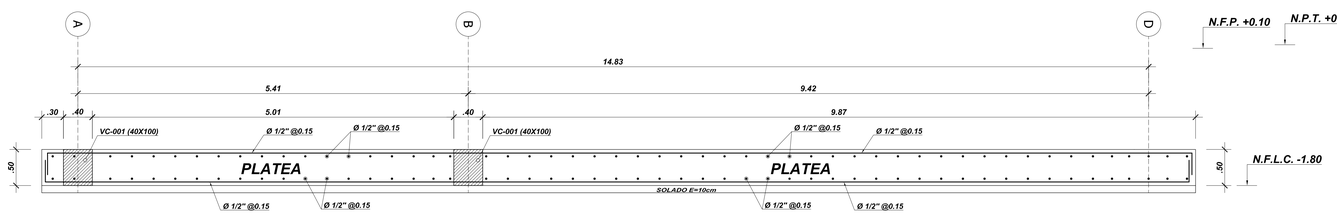


DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE 3 y 5
Escala 1/30

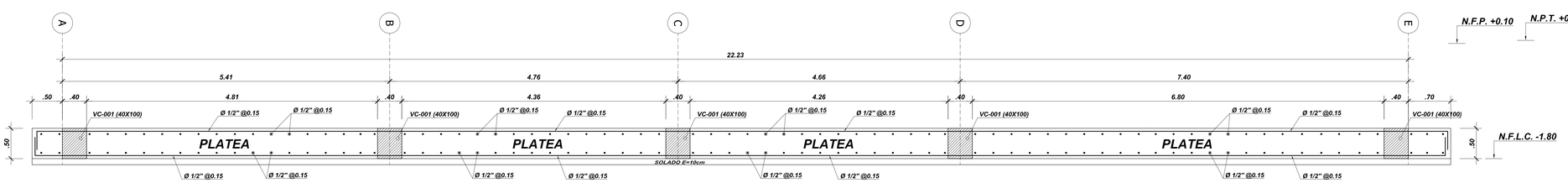
CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E



DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE 4
Escala 1/30

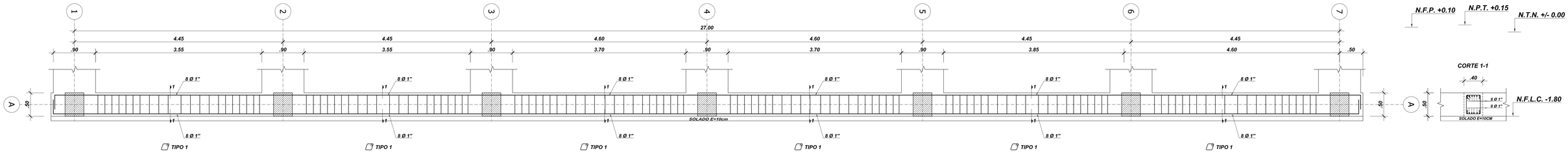


DETALLE PLATEA CORTE X - X (ENTRE EJE 3-4 y 4-5)
Escala 1/30

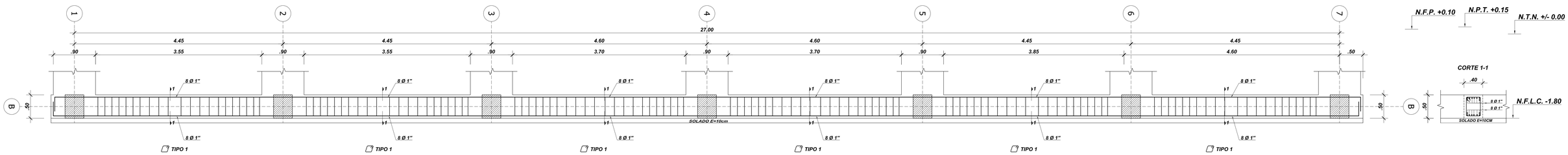


DETALLE PLATEA CORTE X - X (ENTRE EJE 1-2, 2-3, 5-6 y 6-7)
Escala 1/30

USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo	UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO	
	ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO	
UBICACION Region: Lambayeque Provincia: Chiclayo Distrito: Chiclayo	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS METÁLICAS	LAMINA: **EM-16**
	PLANO: VIGAS DE CIMENTACIÓN	
FECHA: DICIEMBRE DEL 2021	ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO	ESCALA: INDICADA



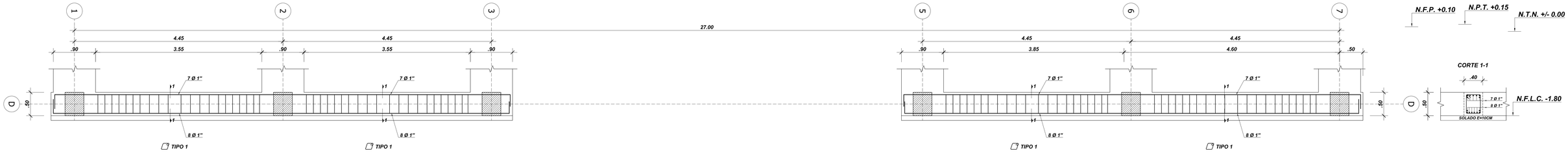
DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE A
Escala 1/30



DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE B
Escala 1/30

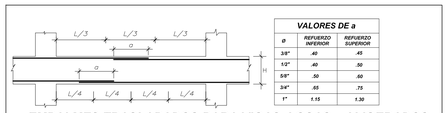


DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE C
Escala 1/30



DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE D
Escala 1/30

CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E



VALORES DE a		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.55	.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA.-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" a 5/8"Ø.

USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS METÁLICAS

LAMINA: **EM-17**

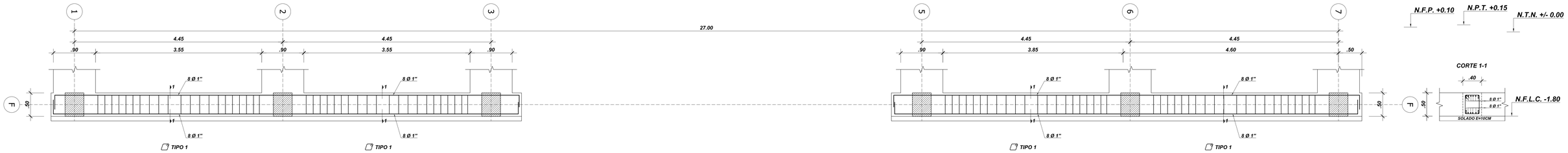
PLANO: VIGAS DE CIMENTACIÓN

FECHA: DICIEMBRE DEL 2021

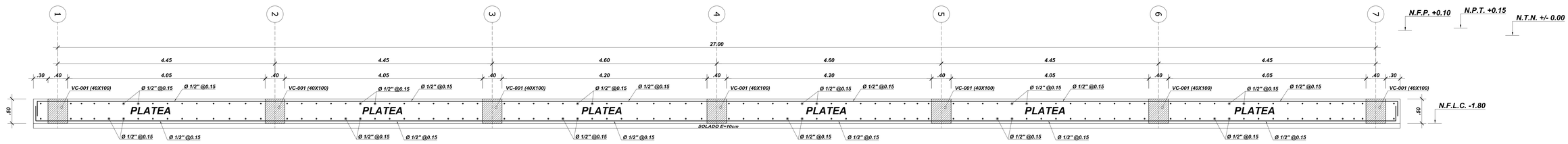
ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ

ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO

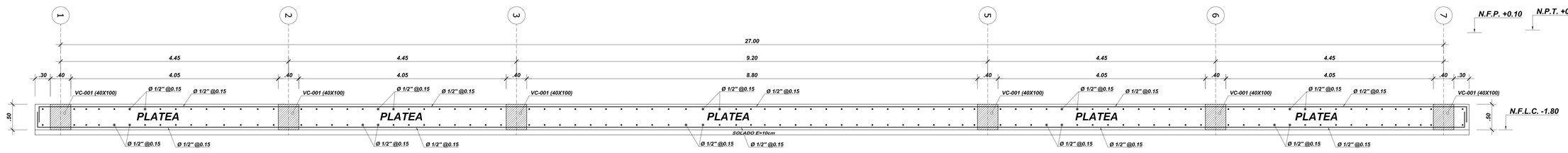
ESCALA: INDICADA



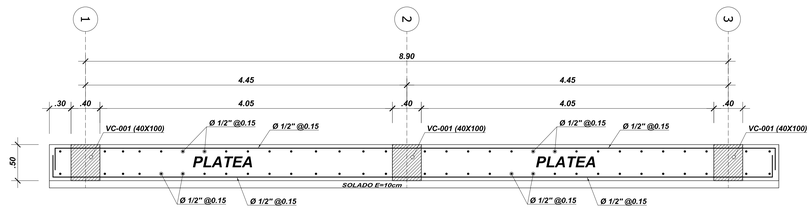
DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE F
Escala 1/30



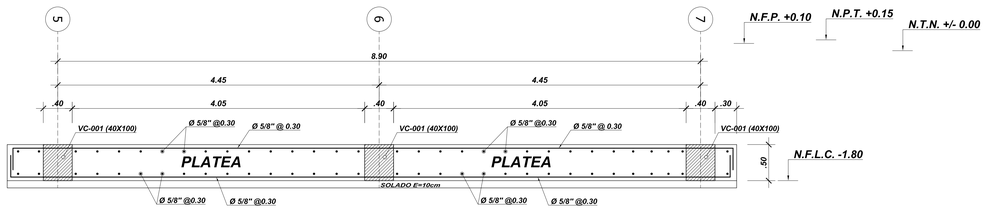
DETALLE PLATEA CORTE Y - Y (ENTRE EJE A-B)
Escala 1/30



DETALLE PLATEA CORTE Y - Y (ENTRE EJE B-C y C-D)
Escala 1/30



DETALLE PLATEA CORTE Y - Y (ENTRE EJE D-F)
Escala 1/30



DETALLE PLATEA CORTE Y - Y (ENTRE EJE D-F)
Escala 1/30

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS METÁLICAS

LAMINA: **EM-18**

UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

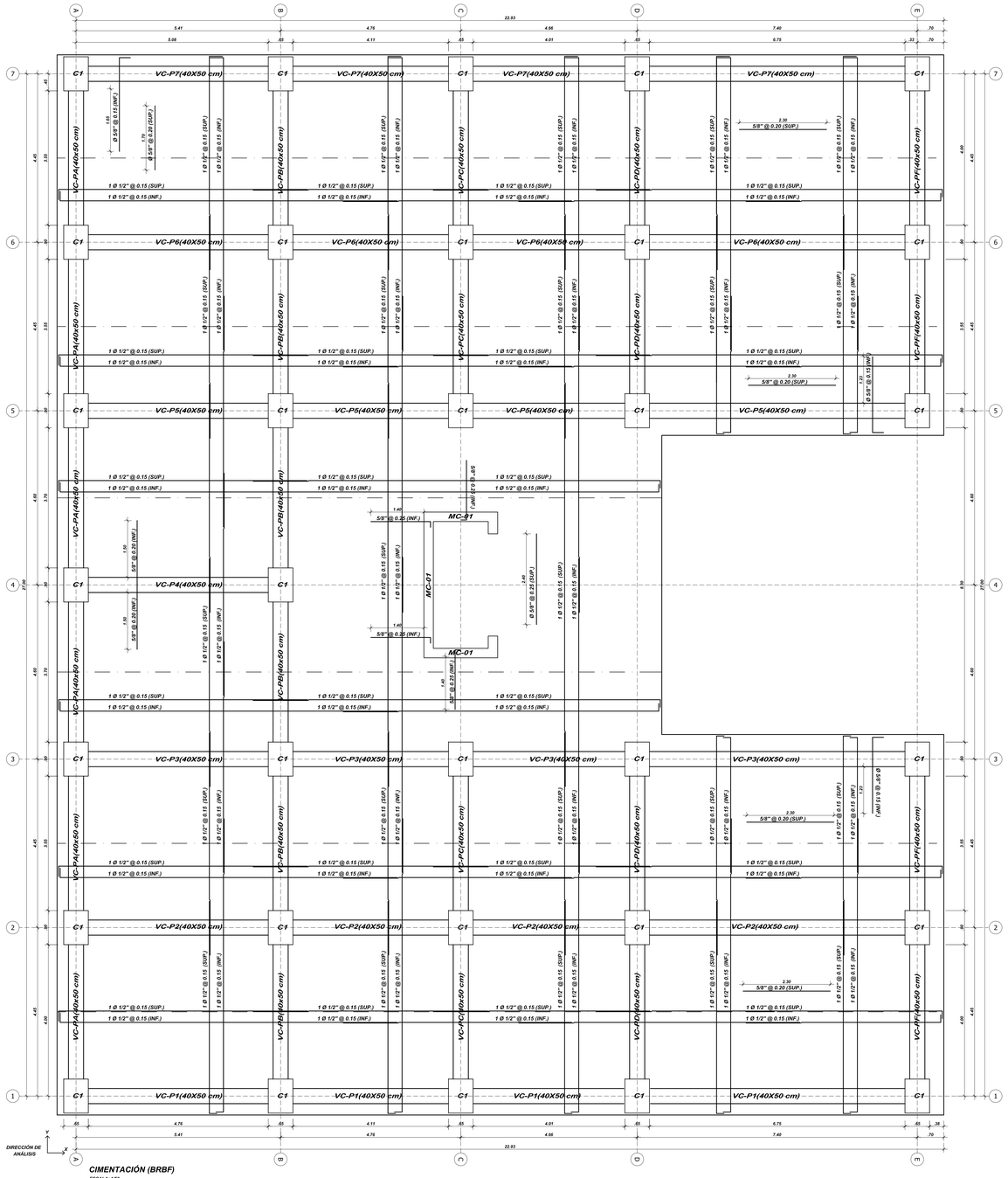
PLANO: VIGAS DE CIMENTACIÓN

FECHA: DICIEMBRE DEL 2021

ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ

ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO

ESCALA: INDICADA



CIMENTACIÓN (BRBF)

ESCALA: 1:50

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS BRBF

CONCRETO

COLUMNAS Y PLACAS (-2.10 NPT)	f'c= 280 Kg/cm²
COLUMNAS Y PLACAS	f'c= 210 Kg/cm²
VIGAS	f'c= 210 Kg/cm²
LOSAS ALIGERADAS	f'c= 210 Kg/cm²
LOSAS MACIZAS	f'c= 210 Kg/cm²
ESCALERA	f'c= 210 Kg/cm²
SOBRECIMIENTO ARMADO	f'c= 280 Kg/cm² + 30% PG + Plastificante
LOSA Y VIGAS DE CIMENTACIÓN	f'c= 280 Kg/cm² + Plastificante
SUBZAPATA (Da -1.80 hasta 2.20)	f'c= 140 Kg/cm² + Plastificante

RECUBRIMIENTO

COLUMNAS Y PLACAS	: 4.00 cm
VIGAS	: 4.00 cm
LOSAS ALIGERADAS	: 2.50 cm
LOSAS MACIZAS	: 2.50 cm
ESCALERAS	: 2.50 cm
PLATEA DE CIMENTACIÓN	: 7.00 cm
VIGAS DE CIMENTACIÓN	: 7.00 cm
SOBRECIMIENTO	: 5.00 cm

<< LOS RECUBRIMIENTOS SE LOGRARAN MEDIANTE EL USO DE DADOS CONCRETO O MORTERO >>

CONDICIÓN DE LA CIMENTACIÓN

I. TIPO DE CIMENTACIÓN:
LOSA DE CIMENTACIÓN CON VIGAS
II. ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN:
LOSA DE CIMENTACIÓN CON VIGAS
III. PARÁMETRO DE DISEÑO PARA LA CIMENTACIÓN
PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN: Df = 2.10 m
PRESIÓN ADMISIBLE DEL SUELO: Qa = 2.96 kg/cm²
FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE: Fs = 3.00
NIVEL FREÁTICO: -0.94m
IV. AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN
GRADO: MODERADA
V. RECOMENDACIONES
SE USARÁ CEMENTO TIPO MS

MATERIALES

CEMENTO :-
CIMENTACIÓN : CEMENTO PORTLAND TIPO MS
RESTO DE ESTRUCTURA : CEMENTO PORTLAND TIPO I

ACERO :-
REFUERZO : ACERO fy = 4200 Kg/cm2 , GRADO 60

AGREGADOS :-
AGREGADO GRUESO : GRAVA NATURAL O TRITURADA
EL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL SERÁ
a) 3/4" PARA CIMENTACIÓN Y SOBRECIMIENTOS
b) 3/4" PARA COLUMNAS Y VIGAS ESTRUCTURALES
c) 1/2" PARA EL RESTO DE LOS ELEMENTOS
AGREGADO FINO : ARENA NATURAL O MANUFACTURADA

<< LAS PARTÍCULAS DE LOS AGREGADOS SERÁ LIMPIAS, LIBRES DE DE PARTÍCULAS ESCAMOSAS, MATERIA ORGÁNICA Y SUSTANCIAS DAÑINAS >>

ENCOFRADOS

LOS PLAZOS MÍNIMOS DE REMOCIÓN DE ENCOFRADOS Y ELEMENTOS ELEMENTOS DE SOSTÉN SE RIGIRÁN A LOS SIGUIENTES TIEMPOS:
- COSTADOS DE VIGAS Y COLUMNAS = 36 HORAS
- LOSAS
a) LUZ ≤ 2.50m = 7 DÍAS
b) LUZ > 2.50m = 1 DÍA POR CADA METRO DE EXCESO
- FONDOS DE VIGAS
a) LUZ ≤ 5.50m = 21 DÍAS
b) LUZ > 5.50m = 1 DÍA POR CADA METRO DE EXCESO
<< REALIZAR ENSAYOS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO >>

NORMAS APLICADAS

PARA TODO LO QUE NO ESTÉ ESPECIFICADO RIGEN:
REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
NORMA E.020 "CARGAS"
NORMA E.030 "DISEÑO SISMORRESISTENTE"
NORMA E.050 "SUELOS Y CIMENTACIONES"
NORMA E.060 "CONCRETO ARMADO"

SEPARACIÓN SÍSMICA

DE 7.00 CM ENTRE LA ESTRUCTURA Y EDIFICACIONES VECINAS.
Y 2.50 CM ENTRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y TABIQUES.

PARÁMETROS SÍSMICOS

FACTOR DE ZONA (Z)	: 0.45g (ZONA 04)
FACTOR DE USO (U)	: 1.00 (CATEGORÍA C)
FACTOR DE SUELO (S)	: 1.05 (PERFIL S2)
PERIODO DEL SUELO	: TP = 0.60 seg : TL = 2.00 seg
FACTOR DE BÁSICO DE REDUCCIÓN (Ro)	: Ro X-X = 8.00 (BRBF) : Ro Y-Y = 8.00 (BRBF)
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN ALTURA (Ia)	: Ia X-X = 1.00 : Ia Y-Y = 1.00
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA (Ip)	: Ip X-X = 0.90 : Ip Y-Y = 0.90
FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA (R)	: R X-X = 7.20 : R Y-Y = 7.20

FUERZA CORTANTE DE DISEÑO (V)	: V X-X = 357.08 Tn : V Y-Y = 369.99 Tn
PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN	: Tx = 0.807 seg : Ty = 0.865 seg

DESPLAZAMIENTOS

DIRECCION X-X				DIRECCION Y-Y			
NIVEL	ABSOLUTOS (mt)	RELATIVOS (mt)	DERIVA	NIVEL	ABSOLUTOS (mt)	RELATIVOS (mt)	DERIVA
9	19.468	—	0.0070	9	19.229	—	0.0063
8	21.628	2.865	0.0059	8	19.838	2.383	0.0054
7	18.763	3.033	0.0099	7	17.455	2.604	0.0096
6	15.730	3.128	0.0098	6	14.851	2.752	0.0097
5	12.602	3.102	0.0094	5	12.099	2.600	0.0094
4	9.500	2.933	0.0088	4	9.300	2.726	0.0088
3	6.567	2.606	0.0078	3	6.574	2.482	0.0079
2	3.961	2.131	0.0064	2	4.092	2.114	0.0064
1	1.830	1.83	0.0037	1	1.979	1.979	0.0040

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMAS Y CODIGOS APLICABLES:

-MATERIALES : AMERICAN SOCIETY FOR TESTIN AND MATERIAL- ASTM
-ACERO : AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION - AISC
-PINTURA : STEEL STRUCTURES PAINTING COUNCIL - SSPC
-SOLDADURA : AMERICAN WELDING SOCIETY - AWS

ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA LA FABRICACION Y MONTAJE

DE LA ESTRUCTURA DE ACERO AISC-LFRD 2016 ULTIMA EDICION:

- ACERO ESTRUCTURAL : ASTM A572 Gr50 (Fy=50 ksi / Fu= 65 ksi) PLANCHAS Y PERFILES
: ASTM A36 (Fy=36 ksi / Fu= 58 ksi) PLANCHAS
: ASTM A325 - PERNOS EN CONEXIONES
: ASTM F1554 Gr105 (Fu=125 ksi) - PERNOS DE ANCLAJE
- ACERO CORRUGADO : ASTM A-615 (G-60 –4,200 kg/cm2)
- ACERO CORRUGADO : ASTM A-615 (G-60 –4,200 kg/cm2)
- SOLDADURA : ELECTRODOS AWS-A 5.1 SERIE E - 60 XX
: ELECTRODOS AWS-A 5.1 SERIE E - 70 XX (PARA ACERO AL CARBONO)
EN CORDONES CONTÍNUOS ALREEDOR DE LAS UNIONES, SALVO INDICACIÓN.
- LA CALIDAD Y TRABAJO DE LA SOLDADURA CONFORMARA CON EL CODIGO DE SOLDADURA AWS D1.0-89 DE LA SOCIEDAD AMERICANA DE SOLDADURA (AMERICAN WELDING SOCIETY).
- LA SOLDADURA DE LAS UNIONES DEBERA DESARROLLAR LA CAPACIDAD EN TRACCION DE CADA ELEMENTO CONCURRENTE Y DEBERA USARSE EL DIAMETRO (Ø) DE LA VARILLA DE SOLDADURA QUE SE ESPECIFICA EN LOS PLANOS.
- EL TRABAJO DE LA SOLDADURA DEBERA SER EFECTUADO POR ESPECIALISTAS CON EXPERIENCIA, PARA QUE EL CORDON DE COSTURA DE LA SOLDADURA SEA NORMAL Y EVITAR REQUEMADURAS EN LAS PARTES A SOLDARSE, EL ESPECIALISTA ANTES DE EFECTUAR EL TRABAJO DEBERA REVIZAR TODOS LOS ELEMENTOS CONFORMANTES REPASANDO CON ESCOBILLA DE ALAMBRE DE ACERO EN LAS ZONAS DE LAS PARTES A SOLDARSE Y DE ESTA MANERA EFECTUAR UNA UNION SOLDADA LIMPIA.
- EL CONTRATISTA DE LA ESTRUCTURA DE ACERO DEBERA SOMETER AL PROYECTISTA PLANOS DE FABRICACION EN LOS QUE SE MUESTRE EN DETALLE LAS UNIONES SOLDADAS DE LOS DISTINTOS ELEMENTOS IMPORTANTES QUE CONFORMA LA ESTRUCTURA DE ACERO.
- EL FABRICANTE DE LA ESTRUCTURA DE ACERO DEBERA PRESENTAR EN OBRA TODOS LOS EQUIPOS MECANICOS NECESARIOS PARA EFECTUAR EL MONTAJE DE ACUERDO CON LAS NORMAS TECNICAS DE MONTAJE, SEGURIDAD Y PREVISION

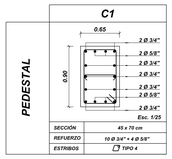
PROTECCION: LA ESTRUCTURA DE ACERO SE PROTEGERA CON PINTURA ANTICORROSIVA LA QUE CONSTARA DE LAS SIGUIENTES CAPAS:

A) PREPARACION DE LA SUPERFICIE: ARENADO CON METAL BLANCO SPC-SP6
B) IMPRIMANTE
C) ANTICORROSIVO EPÓXICO DE ALTO CONTENIDO DE SÓLIDOS. 1 CAPA DE 4 MILS DE ESPESOR MÍN. DE PELICULA SECA.
D) ACABADO POLIURETANO 1 CAPA DE ESPESOR MÍN. 2 MILS DE PELICULA SECA.

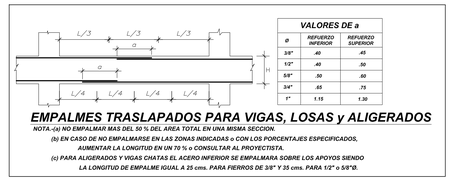
IMPORTANTE :

1.- TODAS LAS MEDIDAS ESTAN DADAS EN METROS (SALVO INDICACIÓN) Y DEBERAN SER VERIFICADAS EN OBRA PARA EVITAR ERRORES DE FABRICACION Y MONTAJE.
2.- LAS PERFORACIONES EN LAS PLANCHAS PARA LOS PERNOS Y ARRIOSTRES SERAN 1/16" MAYORES QUE EL DIAMETRO NOMINAL DEL PERNO.
3.- EL RADIO INTERIOR DE DOBLEZ PARA TODOS LOS PERFILES DOBLADOS EN FRIO SERA IGUAL AL ESPESOR DE LA PLANCHA.
4.- LAS PLANCHAS METALICAS DE LA COBERTURA SE FIJARAN A LAS VIGUETAS CON TORNILLOS AUTORROSCANTES CON ARANDELA DE NEOPRENE. ALTERNATIVAMENTE SE PODRAN USAR REMACHES. TORNILLOS U OTRO MEDIO DE FIJACION PROBADO Y RECOMENDADO POR EL FABRICANTE.
5.- LA INSTALACION DE LAS COBERTURAS SE EJECUTARA SEGUN LAS ESPECIFICACIONES TECNICAS Y CONSTRUCTIVAS DEL CATALOGO DEL FABRICANTE PROVEEDOR. EN SU DEFECTO, CONSULTAR AL PROYECTISTA.

CUADRO DE COLUMNAS



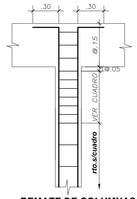
SECCIÓN	45 x 70 cm
REFUERZO	10 Ø 3/4" + 4 Ø 5/8"
ESTRIBOS	TIPO 4



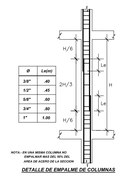
VALORES DE a		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA.-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8"Ø.



REMATE DE COLUMNAS



NOTA.- EN UNA MISMA COLUMNA NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE LA SECCION

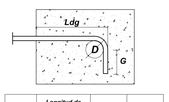
DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS



N.P.T. +0.15
N.F.P. +0.10
N.S.L.C. -1.30

CONFORMACIÓN DE PISOS

ESCALA: 1/20



Øvarilla	Longitud de desarrollo (Ldg)	G	D
6 mm	15.00 cm	10.0 cm	4.0 cm
1/4"	15.00 cm	10.0 cm	4.0 cm
3/8"	28.00 cm	15.0 cm	6.0 cm
1/2"	28.00 cm	20.0 cm	8.0 cm
5/8"	35.00 cm	25.0 cm	10.0 cm
3/4"	42.00 cm	30.0 cm	12.0 cm
1"	56.00 cm	35.0 cm	16.0 cm

LONGITUD DE ANCLAJE Y TRASLAPE				
Øvarilla	As Inferior	As Superior		Traslape "Lt"
	H (cualquier valor)	H < 0.30m	H ≥ 0.30m	
1/4"	0.30 m	0.30 m	0.30 m	0.40 m
3/8"	0.45 m	0.45 m	0.45 m	0.60 m
1/2"	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.80 m
5/8"	0.75 m	0.75 m	0.75 m	1.00 m
3/4"	0.90 m	0.90 m	0.90 m	1.15 m
1"	1.50 m	1.50 m	1.50 m	1.95 m

DETALLE DE ESTRIBOS Y GRAPAS



Øvarilla	L	R
6mm	7.5 cm	1.5 cm
1/4"	7.5 cm	1.5 cm
3/8"	10.0 cm	2.0 cm

CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo

UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS METÁLICAS

PLANO: CIMENTACIÓN BRBF

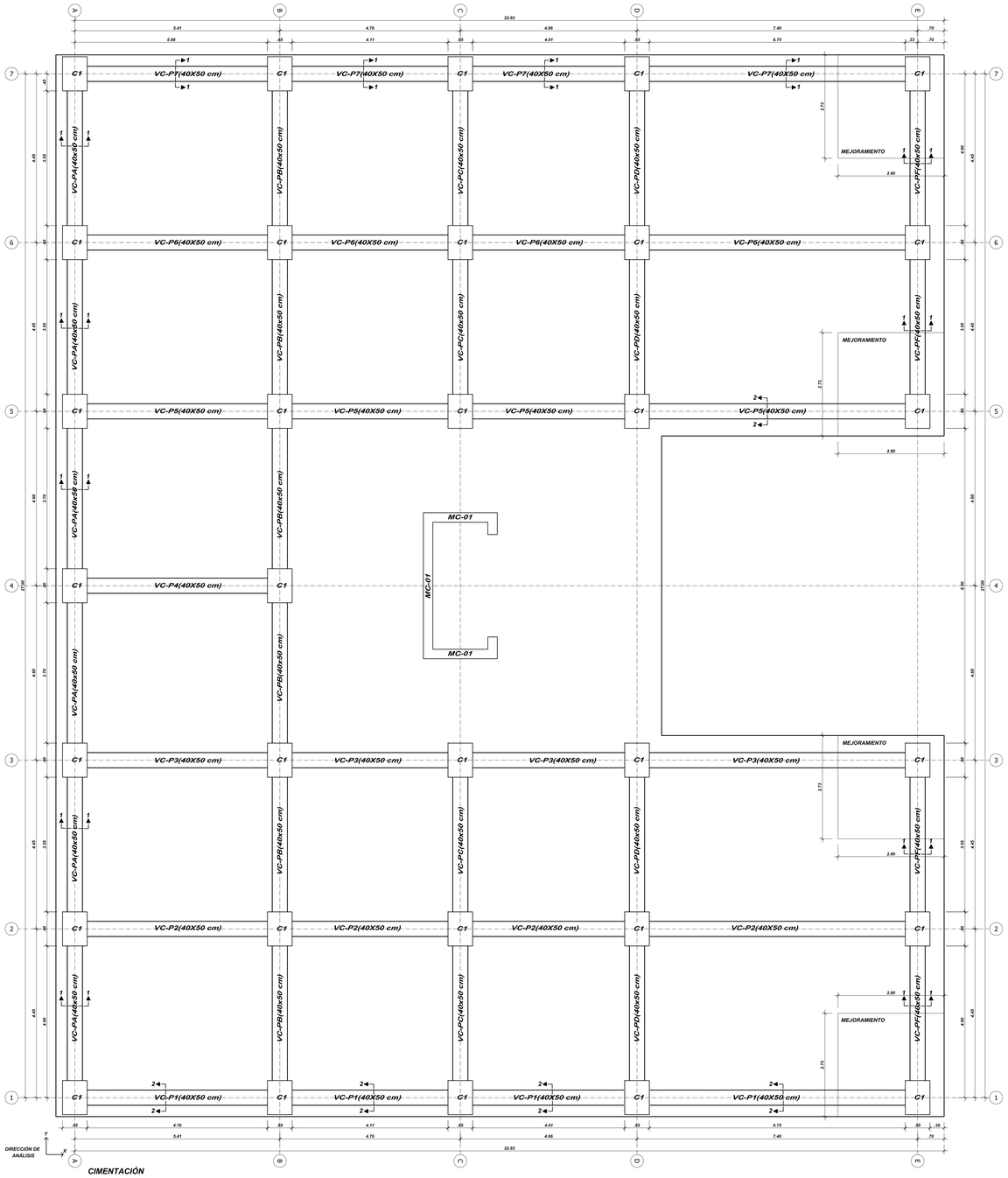
LAMINA: EM-19

FECHA: DICIEMBRE DEL 2021

ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ

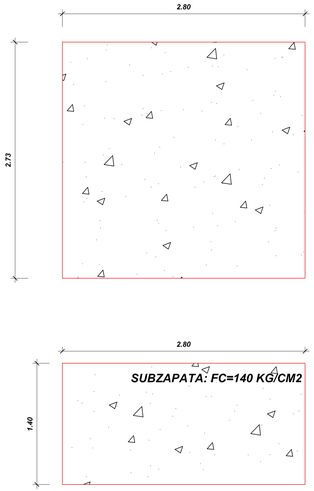
ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO

ESCALA: INDICADA



DIRECCIÓN DE ANÁLISIS

CIMENTACIÓN
ESCALA: 1/50



MEJORAMIENTO ENTRE EJE F Y EJES 1, 3, 5 Y 7
ESCALA: 1/20

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS BRBF

CONCRETO

COLUMNAS Y PLACAS (-2.10 NPT)	f'c= 280 Kg/cm²
COLUMNAS Y PLACAS	f'c= 210 Kg/cm²
VIGAS	f'c= 210 Kg/cm²
LOSAS ALIGERADAS	f'c= 210 Kg/cm²
LOSAS MACIZAS	f'c= 210 Kg/cm²
ESCALERAS	f'c= 210 Kg/cm²
SOBRECIMIENTO ARMADO	f'c= 280 Kg/cm² + 30% PG + Plastificante
LOSA Y VIGAS DE CIMENTACIÓN	f'c= 280 Kg/cm² + Plastificante
SUBZAPATA (De -1.80 hasta 2.20)	f'c= 140 Kg/cm² + Plastificante

RECUBRIMIENTO

COLUMNAS Y PLACAS	: 4.00 cm
VIGAS	: 4.00 cm
LOSAS ALIGERADAS	: 2.50 cm
LOSAS MACIZAS	: 2.50 cm
ESCALERAS	: 2.50 cm
PLATEA DE CIMENTACIÓN	: 7.00 cm
VIGAS DE CIMENTACIÓN	: 7.00 cm
SOBRECIMIENTO	: 5.00 cm

<< LOS RECUBRIMIENTOS SE LOGRARAN MEDIANTE EL EL USO DE DADOS CONCRETO O MORTERO >>

CONDICIÓN DE LA CIMENTACIÓN

I. TIPO DE CIMENTACIÓN:
LOSA DE CIMENTACIÓN CON VIGAS
II. ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN:
LOSA DE CIMENTACIÓN CON VIGAS
III. PARÁMETRO DE DISEÑO PARA LA CIMENTACIÓN
PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN: Df = 2.10 m
PRESIÓN ADMISIBLE DEL SUELO: Qa = 2.96 kg/cm²
FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE: Fs = 3.00
NIVEL FREÁTICO: -0.94m
IV. AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN
GRADO: MODERADA
V. RECOMENDACIONES
SE USARÁ CEMENTO TIPO MS

MATERIALES

CEMENTO :-
CIMENTACIÓN : CEMENTO PORTLAND TIPO MS
RESTO DE ESTRUCTURA : CEMENTO PORTLAND TIPO I

ACERO :-
REFUERZO : ACERO fy = 4200 Kg/cm2 , GRADO 60

AGREGADOS :-
AGREGADO GRUESO : GRAVA NATURAL O TRITURADA
EL TAMAÑO MAXIMO NOMINAL SERÁ
a) 3/4" PARA CIMENTACIÓN Y SOBRECIMIENTOS
b) 3/4" PARA COLUMNAS Y VIGAS ESTRUCTURALES
c) 1/2" PARA EL RESTO DE LOS ELEMENTOS
AGREGADO FINO : ARENA NATURAL O MANUFACTURADA

<< LAS PARTÍCULAS DE LOS AGREGADOS SERÁ LIMPIAS, LIBRES DE DE PARTÍCULAS ESCAMOSAS, MATERIA ORGÁNICA Y SUSTANCIAS DAÑINAS >>

ENCOFRADOS

LOS PLAZOS MÍNIMOS DE REMOCIÓN DE ENCOFRADOS Y ELEMENTOS ELEMENTOS DE SOSTÉN SE REGIRÁN A LOS SIGUIENTES TIEMPOS:
- COSTADOS DE VIGAS Y COLUMNAS = 36 HORAS
- LOSAS
a) LUZ ≤ 2.50m = 7 DÍAS
b) LUZ > 2.50m = 1 DÍA POR CADA METRO DE EXCESO
- FONDOS DE VIGAS
a) LUZ ≤ 5.50m = 21 DÍAS
b) LUZ > 5.50m = 1 DÍA POR CADA METRO DE EXCESO
<< REALIZAR ENSAYOS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO >>

NORMAS APLICADAS

PARA TODO LO QUE NO ESTÉ ESPECIFICADO RIGEN:
REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
NORMA E.020 "CARGAS"
NORMA E.030 "DISEÑO SISMORRESISTENTE"
NORMA E.050 "SUELOS Y CIMENTACIONES"
NORMA E.060 "CONCRETO ARMADO"

SEPARACIÓN SÍSMICA

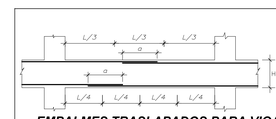
DE 7.00 CM ENTRE LA ESTRUCTURA Y EDIFICACIONES VECINAS.
Y 2.50 CM ENTRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y TABIQUES.

PARÁMETROS SÍSMICOS

FACTOR DE ZONA (Z)	: 0.45g (ZONA 04)
FACTOR DE USO (U)	: 1.00 (CATEGORÍA C)
FACTOR DE SUELO (S)	: 1.05 (PERFIL S3)
PERIODO DEL SUELO	: TP = 0.60 seg : TL = 2.00 seg
FACTOR DE BÁSICO DE REDUCCIÓN (Ro)	: Ro X-X = 8.00 (BRBF) : Ro Y-Y = 8.00 (BRBF)
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN ALTURA (Ia)	: Ia X-X = 1.00 : Ia Y-Y = 1.00
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA (Ip)	: Ip X-X = 0.90 : Ip Y-Y = 0.90
FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA (R)	: R X-X = 7.20 : R Y-Y = 7.20
FUERZA CORTANTE DE DISEÑO (V)	: V X-X = 357.08 Tn : V Y-Y = 369.99 Tn
PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN	: Tx = 0.807 seg : Ty = 0.865 seg

DESPLAZAMIENTOS

DIRECCIÓN X-X				DIRECCIÓN Y-Y			
NIVEL	ABSOLUTOS (cm)	RELATIVOS (cm)	DERIVA	NIVEL	ABSOLUTOS (cm)	RELATIVOS (cm)	DERIVA
9	19.468	---	0.0070	9	19.229	---	0.0063
8	21.628	2.865	0.0099	8	19.838	2.383	0.0094
7	18.763	3.033	0.0099	7	17.455	2.504	0.0098
6	15.730	3.128	0.0098	6	14.851	2.702	0.0097
5	12.602	3.102	0.0094	5	12.099	2.800	0.0094
4	9.500	2.933	0.0088	4	9.300	2.726	0.0088
3	6.567	2.606	0.0073	3	6.574	2.482	0.0078
2	3.961	2.131	0.0064	2	4.092	2.114	0.0064
1	1.830	1.83	0.0037	1	1.979	1.979	0.0040

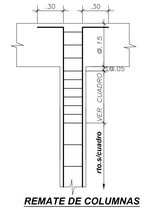


VALORES DE a

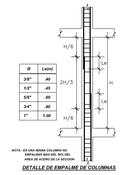
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.55	.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA.-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8"Ø.

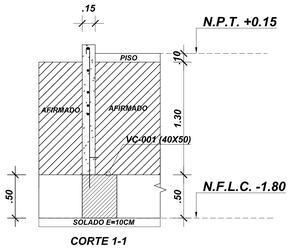


REMATE DE COLUMNAS

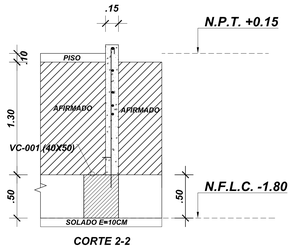


NOTA : EN UNA MISMA COLUMNA NO DEBERÁN EMPALMAR MAS DEL AREA DE ACERO DE LA SECCION

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS



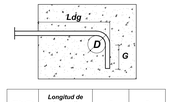
CORTE 1-1
ESCALA: 1/25



CORTE 2-2
ESCALA: 1/25



CONFORMACIÓN DE PISOS
ESCALA: 1/20



ØVarilla	Longitud de desarrollo (Ldg)	G	D
6 mm	15.00 cm	10.0 cm	4.0 cm
1/4"	15.00 cm	10.0 cm	4.0 cm
3/8"	28.00 cm	15.0 cm	6.0 cm
1/2"	28.00 cm	20.0 cm	8.0 cm
5/8"	35.00 cm	25.0 cm	10.0 cm
3/4"	42.00 cm	30.0 cm	12.0 cm
1"	56.00 cm	35.0 cm	16.0 cm

CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E

LONGITUD DE ANCLAJE Y TRASLAPE				
ØVarilla	As Inferior	As Superior		Traslape "Lt"
	H (cualquier valor)	H < 0.30m	H ≥ 0.30m	
1/4"	0.30 m	0.30 m	0.30 m	0.40 m
3/8"	0.45 m	0.45 m	0.45 m	0.60 m
1/2"	0.60 m	0.60 m	0.60 m	0.80 m
5/8"	0.75 m	0.75 m	0.75 m	1.00 m
3/4"	0.90 m	0.90 m	0.90 m	1.15 m
1"	1.50 m	1.50 m	1.50 m	1.95 m

DETALLE DE ESTRIBOS Y GRAPAS



ØVarilla	L	R
6mm	7.5 cm	1.5 cm
1/4"	7.5 cm	1.5 cm
3/8"	10.0 cm	2.0 cm

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS METÁLICAS

PLANO: CIMENTACIÓN BRBF

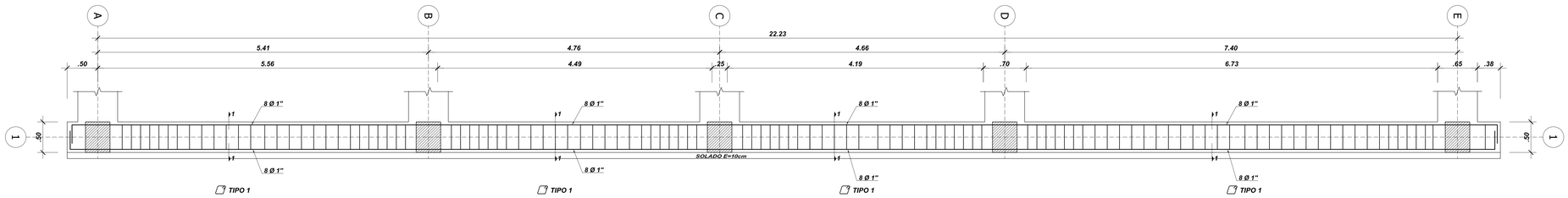
LAMINA: EM-20

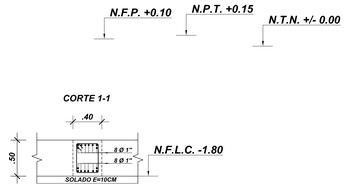
FECHA: DICIEMBRE DEL 2021

ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ

ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO

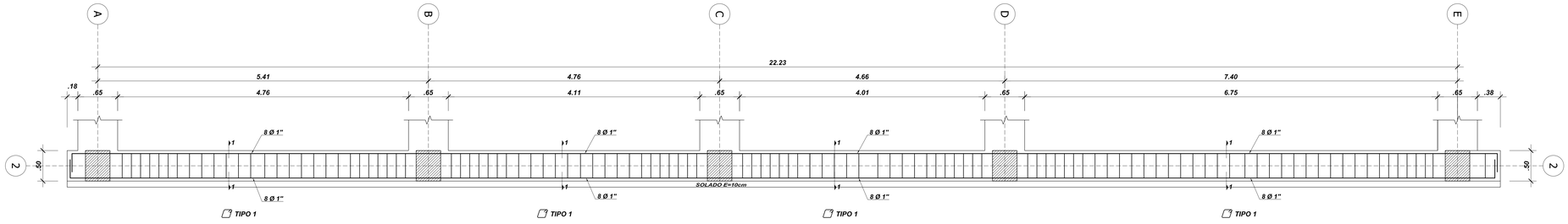
ESCALA: INDICADA

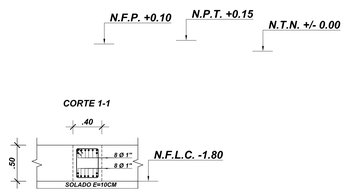




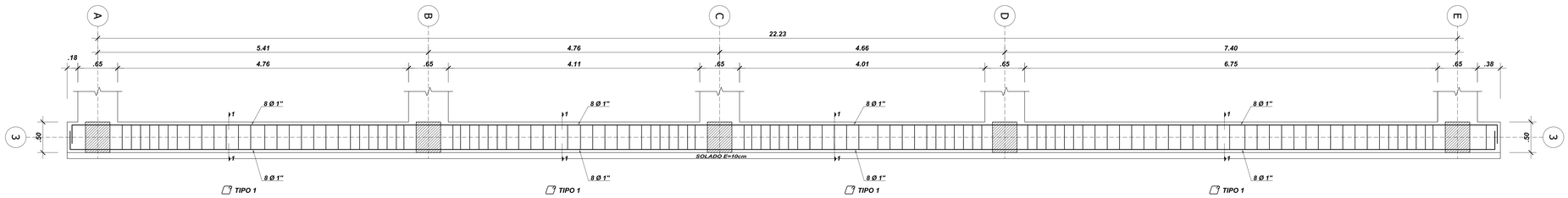
CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E

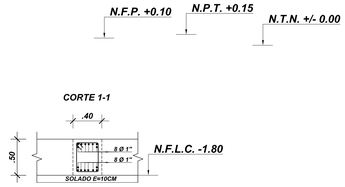
DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE 1 y 7
Escala 1/30



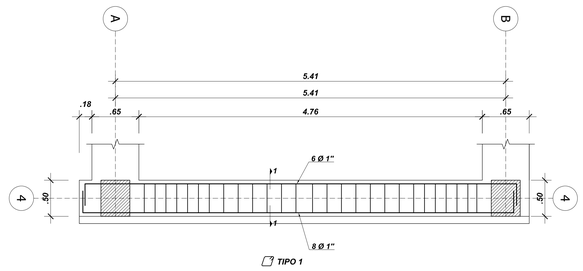


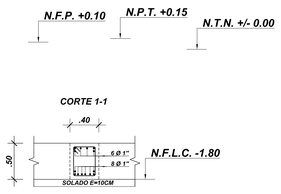
DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE 2 y 6
Escala 1/30



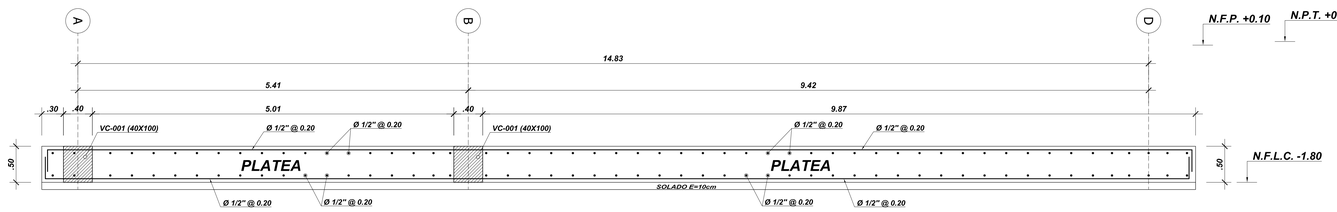


DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE 3 y 5
Escala 1/30

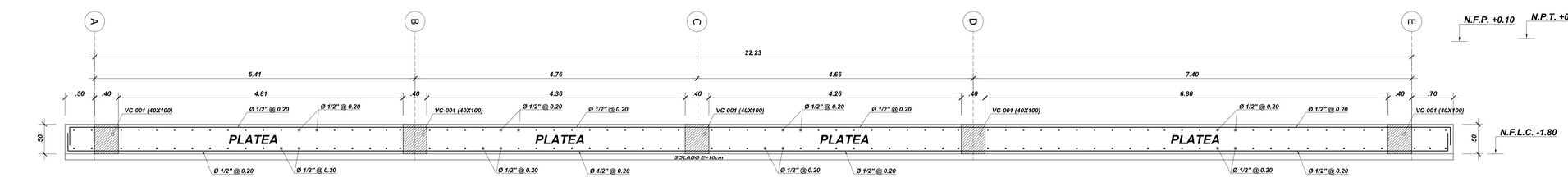




DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE 4
Escala 1/30

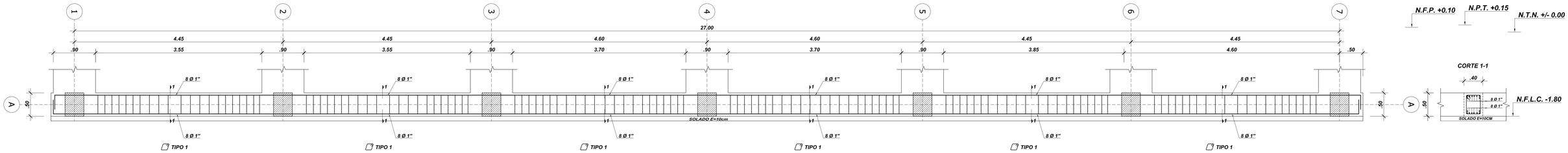


DETALLE PLATEA CORTE X - X (ENTRE EJE 3-4 y 4-5)
Escala 1/30

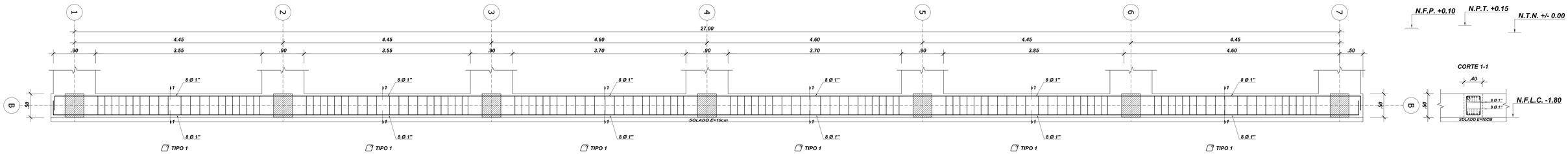


DETALLE PLATEA CORTE X - X (ENTRE EJE 1-2, 2-3, 5-6 y 6-7)
Escala 1/30

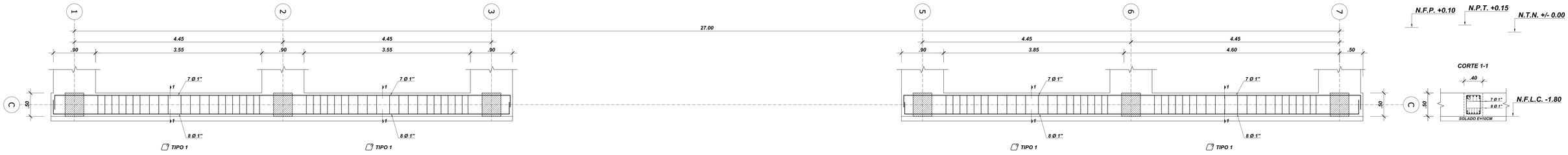
USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo	UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO		
	ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO		
UBICACION Region: Lambayeque Provincia: Chiclayo Distrito: Chiclayo	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS METÁLICAS		LAMINA: EM-21
	PLANO: VIGAS DE CIMENTACIÓN		
FECHA: DICIEMBRE DEL 2021	ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ	ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO	ESCALA: INDICADA



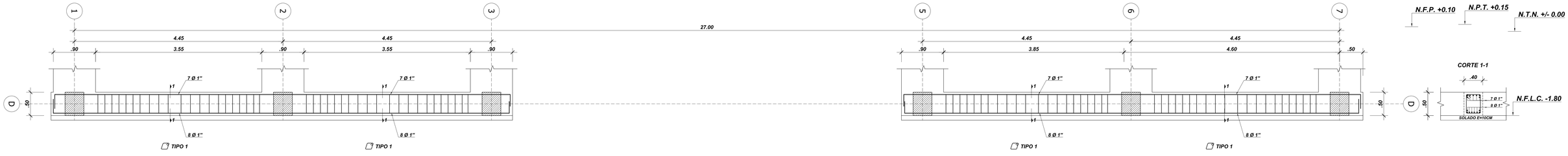
DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE A
Escala 1/30



DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE B
Escala 1/30

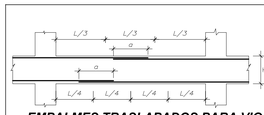


DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE C
Escala 1/30



DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE D
Escala 1/30

CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E



VALORES DE a		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.55	.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA.-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 35 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8"Ø.

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS METÁLICAS

LAMINA: **EM-22**

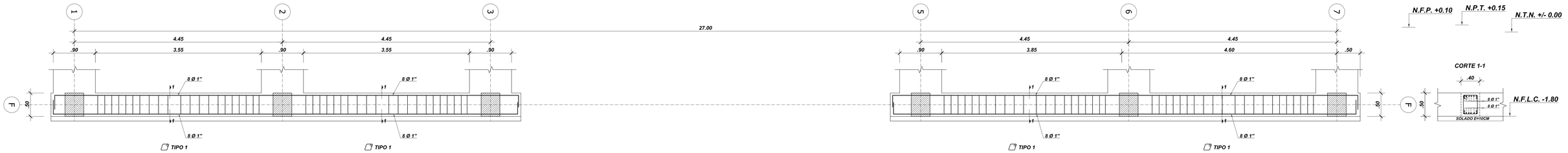
PLANO: VIGAS DE CIMENTACIÓN

FECHA: DICIEMBRE DEL 2021

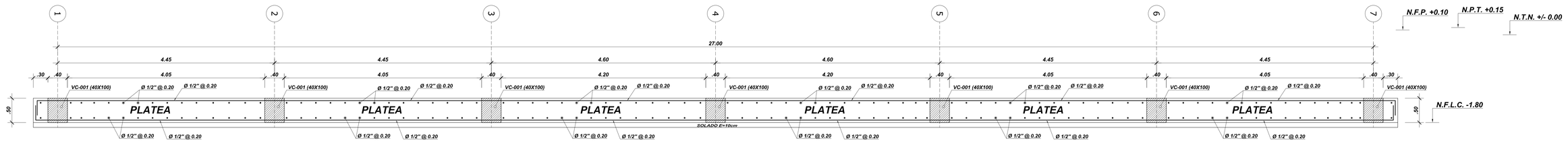
ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ

ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO

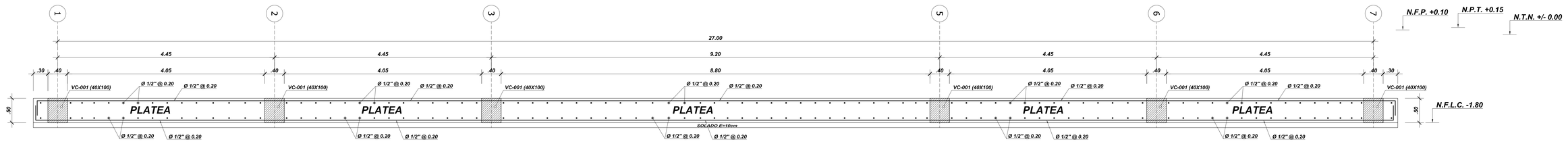
ESCALA: INDICADA



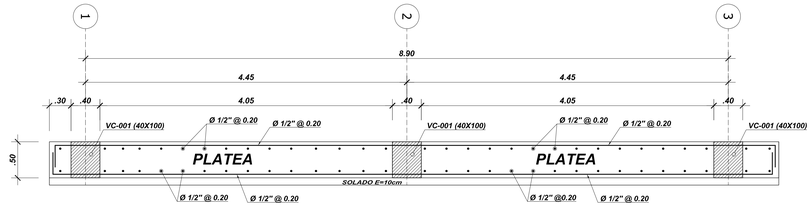
DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN EJE F
Escala 1/30



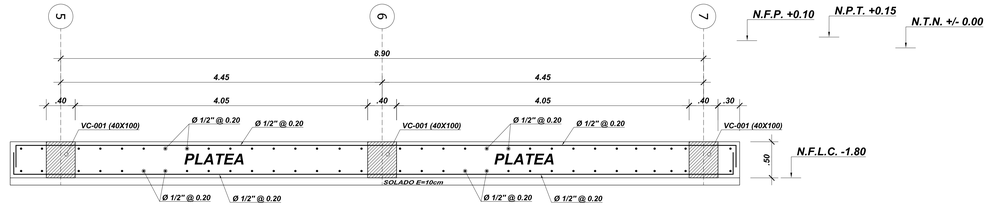
DETALLE PLATEA CORTE Y - Y (ENTRE EJE A-B)
Escala 1/30



DETALLE PLATEA CORTE Y - Y (ENTRE EJE B-C y C-D)
Escala 1/30

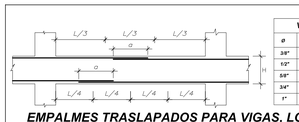


DETALLE PLATEA CORTE Y - Y (ENTRE EJE D-F)
Escala 1/30



DETALLE PLATEA CORTE Y - Y (ENTRE EJE D-F)
Escala 1/30

CUADRO DE ESTRIBOS		
TIPO	Ø	DISTRIBUCIÓN
1	3/8"	1@0.05, 6@0.15, Rto@0.22 A/E
2	3/8"	1@0.05, 5@0.10, 3@0.15 Rto@0.20 A/E
3	3/8"	1@0.05, 4@0.15, Rto@0.20 A/E
4	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto@0.20 A/E
5	3/8"	1@0.05, 6@0.10, Rto@0.20 A/E
7	3/8"	1@0.05, 13@0.15, Rto@0.30 A/E



VALORES DE a		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.45	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA.-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8"Ø.

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS METÁLICAS

LAMINA: **EM-23**

UBICACION
Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

PLANO: VIGAS DE CIMENTACIÓN

FECHA: DICIEMBRE DEL 2021

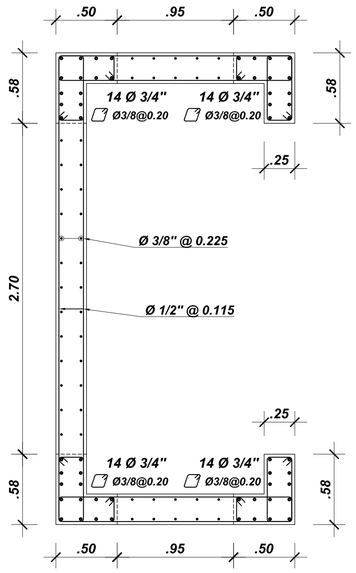
ALUMNO: OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ

ASESOR: MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO

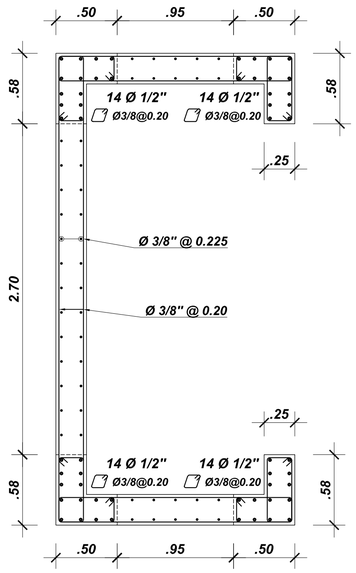
ESCALA: INDICADA

EDIFICIO SCBF

MC-05 - PISO 1,2

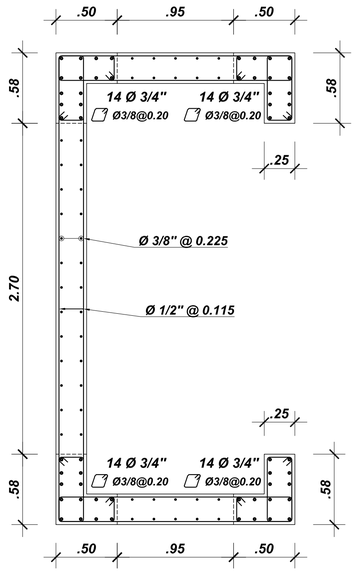


MC-05 - PISO 3,4,5,6,7,8

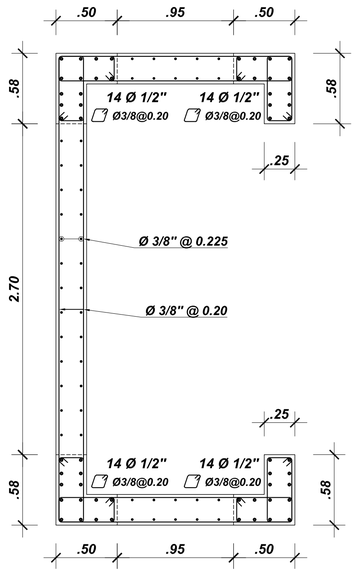


EDIFICIO BRBF

MC-05 - PISO 1,2



MC-05 - PISO 3,4,5,6,7,8



USAT
Universidad Católica
Santo Toribio de Mogrovejo

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO SCBF Y BRBF PARA UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

UBICACION

Region: Lambayeque
Provincia: Chiclayo
Distrito: Chiclayo

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

PLANO: MUROS DE CORTE

LAMINA: EM-24

FECHA: *DICIEMBRE DEL 2021*

ALUMNO: *OROZCO PIÑIN RONALD ALÍ*

ASESOR: *MAG. ING ACERO MARTÍNEZ JOSÉ ALBERTO*

ESCALA: INDICADA