PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL

“FACTOR DE CONCENTRACIÓN DE ESFUERZOS PARA ATIESADORES ARTESANALES DE USO COMÚN EN LA CIUDAD DE QUITO QUE SE USAN COMO PLACAS DE CONTINUIDAD EN NUDOS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS”

AUTOR

JEFFERSON FABIAN ERAZO BOADA

TRABAJO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

QUITO, SEPTIEMBRE 2022

Dedicatoria

El presente trabajo en primer lugar se lo quiero dedicar a Dios y a mi familia, en especial a mis padres por la confianza depositada en mí y permitirme que uno de mis sueños más anhelados se pueda cumplir, por todo el esfuerzo que hicieron durante todos estos años por educarme y darme la libertad de estudiar esta carrera que se convertirá en mi profesión, también quiero dedicarle este trabajo a mi hermano menor y hacerle notar que con dedicación y esfuerzo se pueden conseguir grandes cosas en la vida y que únicamente depende de ti, a mis abuelitos maternos que a pesar de su edad y sus problemas de salud aún siguen en pie, listos para abrirme los brazos y darme un fuerte abrazo al ver que otro de sus nietos se vuelve profesional.

Se lo dedico también a todos mis amigos y compañeros de la carrera, ya que ellos han sido testigos de todo el sacrificio que hemos pasado para llegar hasta aquí y que sin duda han estado en las buenas y malas, y espero que todos puedan cumplir el objetivo que nos trazamos desde el primer día que pisamos las aulas de la facultad de ingeniería.

Agradecimientos

A Dios:

Papito Dios gracias por bendecirme y guiarme hasta el día de hoy, tú más que nadie sabe el difícil camino que he tenido que atravesar para poder llegar hasta aquí, gracias por escuchar todas mis oraciones y caminar conmigo de la mano y cuando he tropezado ayudarme a levantar, gracias por darme salud a mí y a mis padres, por siempre cuidarme en una ciudad ajena en la que vivía solo y únicamente tú formaste parte de mi hogar. Gracias por permitirme vivir esta hermosa experiencia, que me permitió crecer como persona y hacer de mí una persona independiente y responsable, por permitirme conocer a personas gratas que sin duda formaran parte de mi futuro amen.

A mi Familia:

Carlos Fabián Erazo Boada te agradezco de todo corazón todo lo que hiciste por mi papi, por haberme siempre apoyado y luchar conmigo espalda con espalda para poder sacar adelante mis estudios, por todos los consejos que me dabas cada fin de semana antes de viajar a Quito, que sin dunda me ayudaron para que nunca me pasara nada malo, gracias porque muchas veces te sacaste un pan de la boca por evitar que no me faltara nada, gracias por ser en todo el sentido de la palabra un buen padre.

Gladys Susana Boada Tapia gracias, querida madre, porque desde niño me enseñaste a ser una persona educada y responsable, me enseñaste lo que es la humildad y hacer que se quede en mi cabeza esa frase que tanto me repetías que la universidad es la mejor herencia que me pueden dar,

gracias por siempre estar pendiente de mí y que nada me hiciera falta, por todas esas llamadas en la noche que me hacían sentir que no estaba solo y que podía contar contigo para lo que sea.

David Alejandro Erazo Boada hermano te agradezco por tu comprensión durante todos estos años, a pesar de tu edad eres una persona muy madura y entendiste la situación que estábamos y me diste la prioridad a mí, gracias porque a pesar de ser mi hermano menor, me diste muchas lecciones que me sirvieron para cada día se una mejor persona.

Índice de Contenidos

Dedicatoria ..... **I**

Agradecimientos ..... **II**

Índice de Contenidos ..... **IV**

Índice de Ilustraciones ..... **XIII**

Índice de Tablas ..... **XXI**

Resumen ..... **XXII**

CAPITULO 1.- GENERALIDADES **1**

1.1 Planteamiento del problema 1

1.2 Justificación 2

1.3 Objetivos 3

1.3.1 Objetivo General 3

1.3.2 Objetivos Específicos 3

1.4 Alcance 3

1.5 Hipótesis 4

1.6 Metodología 4

1.7 Resultados esperados 5

CAPÍTULO 2.- MARCO TEÓRICO **6**

2.1 Generalidades de los Materiales 6

2.1.1 Propiedad de los Materiales 6

2.1.1.1 Propiedades Físicas 6

2.1.1.2 Propiedades Químicas 6

2.1.1.3 Propiedades Mecánicas 8

2.1.2 Materiales de Construcción 10

2.1.2.1 Materiales Naturales 10

2.1.2.2 Materiales Artificiales 11

2.1.3 Acero 11

2.1.3.1 Historia del acero 11

2.1.3.2 Acero Estructural 12

2.1.3.3 Clasificación del acero estructural de la ASTM 12

2.1.3.3.1 Acero al carbono 12

2.1.3.3.2 Aceros de alta resistencia y baja aleación 13

2.1.3.3.3 Aceros de alta resistencia y baja aleación y resistentes a la corrosión 13

2.1.3.4 Grados del acero 14

2.1.3.4.1 Grado del acero para placas y perfiles 14

2.1.3.4.2 Grados de acero para secciones estructurales huecas y tubos 15

2.1.3.5.1 Relación Esfuerzo – deformación unitaria del acero 16

2.1.3.5.2 Modulo de elasticidad del acero 16

2.1.3.5.3 Zona elástica 17

2.1.3.5.4 Zona plástica 17

..... 18

2.1.3.6 Miembros estructurales de acero según su fabricación 19

2.1.3.6.1 Miembros conformados en frio 19

2.1.3.6.2 Miembros laminados en caliente 20

2.1.3.6.3 Miembros soldados 21

2.1.3.7 Tipos de perfiles 21

2.1.3.7.1 Perfil tipo I 21

2.1.3.7.2 Perfil tipo T 22

2.1.3.7.3 Perfil tipo C 23

2.1.3.7.4 Perfil tipo L 23

2.1.3.7.5 Perfil tipo HSS 24

2.2 Sistemas Estructurales para estructuras de acero 25

2.2.1. Pórticos especiales a momento 25

2.2.1.1 Criterio columna fuerte – viga débil 27

2.2.2. Pórticos especiales arriostrados concéntricamente 27

2.2.3. Pórticos arriostrados excéntricamente 28

2.3 Conexiones 29

2.3.1 Tipos de Conexiones 29

2.3.1.1 Conexiones Empernadas 29

2.3.1.2 Conexiones Soldadas 30

2.3.1.2.1 Tipos de soldadura 31

2.3.1.2.1.1 Soldadura de filete 32

2.3.1.2.1.2 Soldadura de ranura 32

2.3.1.2.1.3 Soldadura de tapón 33

2.3.1.2.1. Soldadura de muesca 33

2.3.2 Clasificación de las Conexiones 34

2.3.1.1 Conexiones Simples 34

2.3.1.2 Conexiones a Momento 34

2.3.1.2.1 Conexiones parcialmente restringidas 34

2.3.1.2.2 Conexiones restringidas 34
2.3.3 Conexiones Precalificadas 35
2.3.3.1 Conexiones Precalificadas según Fema 350 35
2.3.3.2 Conexiones Precalificadas según AISC 358-10 37
2.3.4 Zona Protegida 38
2.3.5 Arriostramiento en Conexiones 38
2.3.5.1 Zona de panel 38
2.3.5.2 Placas de Continuidad 39
2.3.5.2.1 Concentración de esfuerzos 40
CAPITULO 3.- CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE UN PORTICO ESPECIAL A MOMENTO SMF 43
3.1 Sistema Estructural 44
3.2 Materiales y Secciones para Elementos Estructurales Principales 45
3.2.1 Sección Viga 46
3.2.1.1 Verificación sección I sísmicamente compacta 47
3.2.2 Sección Columna 48
3.2.2.1 Verificación sección tubo cuadrada sísmicamente compacta 50
3.3 Análisis y Diseño de un Pórtico Resistente a Momento 51
3.3.1 Geometría del Pórtico 51
3.3.2 Creación del Modelo Estructural en Etabs 52
3.3.2.1 Definir materiales 52
3.3.2.2 Creación de perfiles 53
3.3.2.3 Dibujo de Vigas y Columnas 54

3.3.2.4 Cargas y Combinaciones de carga 56

3.3.2.4.1 Carga Muerta 56

3.3.2.4.2 Carga Viva 56

3.3.2.4.3 Espectro de respuesta 57

3.3.2.4.3.1 Factor z 57

3.3.2.4.3.2 Tipo de perfil del suelo 58

3.3.2.4.3.3 Coeficientes del perfil del suelo Fa, Fd y Fs 58

3.3.2.4.3.4 Coeficiente η 60

3.3.2.4.3.5 Factor de importancia I 60

3.3.2.4.3.6 Factor de reducción de resistencia sísmica R 60

3.3.2.4.4 Carga por sismo 62

3.3.2.4.5 Combinaciones de carga 63

3.3.2.5 Análisis del modelo matemático de la estructura SMF 65

3.3.2.5.1 Chequeo Deriva de piso 68

3.3.2.5.2 Corte basal de Diseño 70

3.3.2.5.3 Chequeo columna fuerte viga débil 72

3.3.2.5.2.1 Cálculo del M^*_{pb} 75

3.3.2.5.2.2 Cálculo del M^*_{pc} 78

3.3.2.5.4 Chequeo por cortante de la zona de panel 80

CAPITULO 4.- DISEÑO Y MODELADO DE LA CONEXIÓN CON Y SIN ATIESADORES 84

4.1 Creación de Elementos Estructurales Mediante Software Robot Structural 85

4.1.1 Modelado de la Columna..... 86

4.1.1.1 Creación del material y espesor de las placas..... 86

4.1.1.2 Geometría de la columna en el espacio 87

4.1.2 Modelado de la Viga 88

4.1.2.1 Creación del material y espesor de las placas..... 88

4.1.2.2 Geometría de la viga en el espacio 89

4.1.3 Modelado de los Atiesadores Artesanales..... 90

4.1.4 Modelado de las Placas de Continuidad..... 90

4.2 Modelo 1 Conexión sin Placas de Continuidad y sin Atiesadores Artesanales 91

..... 91

4.3.1 Modelo 2A Conexión con Atiesador Artesanal 100x8x1.35 cm..... 91

4.3.2 Modelo 2B Conexión con Atiesador Artesanal 100x4x1.35 cm..... 92

4.3.3 Modelo 2C Conexión con Atiesador Artesanal 60x8x1.35 cm..... 93

4.3.4 Modelo 2D Conexión con Atiesador Artesanal 60x4x1.35 cm..... 93

4.4 Modelo 3 Conexión con Placas de Continuidad 94

4.5 Determinacion de la Carga para los modelos 1,2,3..... 95

4.6 Discretización para los Modelos 1,2,3 98

4.6.1 Discretización para Modelo 1..... 99

4.6.2 Discretización para Modelo 2..... 100

4.6.2.1 Discretización para modelo 2A 100

4.6.2.2 Discretización para modelo 2B..... 101

4.6.2.3 Discretización para modelo 2C..... 101

4.6.2.4 Discretización para modelo 2D 102

4.6.3 Discretización para Modelo 3 102
4.7 Creación de Apoyos 103
4.8 Resultados del Análisis Estructural 104
4.8.1 Deformaciones y Desplazamientos 106
4.8.2 Esfuerzos Internos 109
4.8.3 Resultados del Análisis Estructural para el Modelo 1 110
4.8.3.1 Deformaciones y desplazamientos Modelo 1 110
4.8.3.2 Esfuerzos Modelo 1 112
4.8.4 Resultados del Análisis Estructural para el Modelo 2 115
4.8.4.1 Resultados del análisis estructural para el modelo 2A 115
4.8.4.1.1 Deformaciones y desplazamientos Modelo 2A 115
4.8.4.1.2 Esfuerzos Modelo 2A 117
4.8.4.2 Resultados del análisis estructural para el modelo 2B 119
4.8.4.2.1 Deformaciones y desplazamientos Modelo 2B 119
4.8.4.2.2 Esfuerzos Modelo 2B 121
4.8.4.3 Resultados del análisis estructural para el modelo 2C 123
4.8.4.3.1 Deformaciones y desplazamientos Modelo 2C 123
4.8.4.3.2 Esfuerzos Modelo 2C 125
4.8.4.4 Resultados del análisis estructural para el modelo 2D 127
4.8.4.4.1 Deformaciones y desplazamientos Modelo 2D 127
4.8.4.4.2 Esfuerzos Modelo 2D 129
4.8.5 Resultados del Análisis Estructural para el Modelo 3 131
4.8.5.1 Deformaciones y desplazamientos Modelo 3 131

4.8.5.2 Esfuerzos Modelo 3 133
4.9 Resultados del Análisis Estructural 135
4.9.1 Resultados del Análisis Estructural Modelo 1 135
4.9.2 Resultados del Análisis Estructural Modelo 2 135
4.9.2.1 Resultados del análisis estructural modelo 2A 135
4.9.2.2 Resultados del análisis estructural modelo 2B 136
4.9.2.3 Resultados del análisis estructural modelo 2C 136
4.9.2.4 Resultados del análisis estructural modelo 2D 136
4.9.3 Resultados del Análisis Estructural Modelo 3 137
4.10 Interpretación de resultados 137
4.10.1 Desplazamientos 137
4.10.1.1 Desplazamientos Lineales 137
4.10.1.1.1 Desplazamientos Ux 137
4.10.1.1.2 Desplazamiento Lineal Uy 138
4.10.1.1.3 Desplazamiento Lineal Uz 138
4.10.1.2 Desplazamientos Rotacionales 139
4.10.2 Momentos y esfuerzos. 140
4.10.2.1 Momentos 140
4.10.2.2 Esfuerzos 141
4.10.2.2.1 Concentración de Esfuerzos en Elementos Rigidizadores 142
CAPITULO 5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONE 148
5.1 Conclusiones 148
5.2 Recomendaciones 152

BIBLIOGRAFÍA..... 154

ANEXOS..... 156

Índice de Ilustraciones

Ilustración 1. Cambio en el volumen de una viga por variación de temperatura..... 6

Ilustración 2. Oxidación en varillas corrugadas..... 7

Ilustración 3. Corrosión en conexión de acero..... 7

Ilustración 4. Ensayo de compresión en cilindro de hormigón..... 8

Ilustración 5. Ensayo de tracción en un elemento de acero 8

Ilustración 6. Ensayo de corte de placas de acero ancladas por un perno 9

Ilustración 7. Deformación de un material sometido a cargas de compresión y tracción 9

Ilustración 8. Viga deformada por flexión..... 10

Ilustración 9. Diagrama esfuerzo- deformación, para diferentes tipos de acero..... 16

Ilustración 10. Diagrama Esfuerzo – deformación para diferentes tipos de acero según el grado 18

Ilustración 11. Grafica esfuerzo – deformación para aceros con bajos contenido de carbono, zona elástica..... 18

Ilustración 12. Grafica esfuerzo – deformación para aceros con alto contenido de carbono, zona elástica..... 19

Ilustración 13. Fabricación de láminas de acero para miembros elaborados en frío 20

Ilustración 14. Miembro laminado en caliente 20

Ilustración 15. Soldadura por arco sumergido SAW 21

Ilustración 16. Viga sección I.P.E..... 22

Ilustración 17, Perfil tipo T..... 23

Ilustración 18. Perfil tipo C..... 23

Ilustración 19. Perfil tipo L..... 24

Ilustración 20, Perfil tipo HSS..... 25

Ilustración 21. Zonas permitidas para deformaciones inelásticas en un PEM 26

Ilustración 22. Mecanismos que se pueden desarrollar en la conexión 26

Ilustración 23. Criterio de columna fuerte - viga débil 27

Ilustración 24. PEAC. A arriostramiento simple, B arriostramiento Chevron V invertida, C Arriostramiento Chevron en V 28

Ilustración 25. Pórticos Arriostrados Excéntricos más Comunes 28

Ilustración 26. Fotos de las fracturas en estructuras PostNorthridge 29

Ilustración 27. Conexión Empernada 30

Ilustración 28. Conexión soldada Columna a dos vigas perpendiculares y dos vigas diagonales 31

Ilustración 29. Soldadura por arco metálico protegido 32

Ilustración 30. Soldadura de filete traslapada 32

Ilustración 31. Soldadura de Ranura penetración parcial (a) y penetración completa (b) 33

Ilustración 32. Soldadura de muesca y de tapón 34

Ilustración 33. Diagrama Momento - Rotación para conexiones simples, PR y FR 35

Ilustración 34. Zona de panel y sus fuerzas Internas para carga lateral en un PEM 39

Ilustración 35. Placas de Continuidad o Atiesadores Transversales 39

Ilustración 36. Placa de continuidad para viga de sección reducida 40

Ilustración 37. distribución de Esfuerzos, A) conexión sin Placas de Continuidad, B) conexión con Placas de Continuidad 41

Ilustración 38. Modelo de conexión semirrígida por elementos finitos 42

Ilustración 39. Diagrama de flujo Diseño de Edificación metálica 44

Ilustración 40. Perfil IPE 47

Ilustración 41. Relación ancho espesor miembros a compresión Sección I 48

Ilustración 42. Perfil sección tubular cuadrada 49

Ilustración 43. Relación ancho espesor sección tipo cajón rectangular 50

Ilustración 44. Geometría Pórtico SMF 51

Ilustración 45. Creación de malla en Etabs 52

Ilustración 46. Ingreso de Propiedades del Material A36 53

Ilustración 47. Propiedades de la Sección IPE400 54

Ilustración 48. Propiedades de la Sección Tubo 300x300x25 54

Ilustración 49. Columnas 300x300x25 Colocadas en el Piso 1 55

Ilustración 50. Vigas IPE400 colocadas en el Piso 1 55

Ilustración 51. Resumen del Modelo Aporticado 55

Ilustración 52. Carga muerta 56

Ilustración 53. Carga Viva 56

Ilustración 54. Mapa de Zonificación Sísmica del Ecuador 57

Ilustración 55. Espectro de Respuesta 61

Ilustración 56. Caso de Carga Sísmica 62

Ilustración 57. Porcentaje de Masa para el Cálculo de la Fuerza Sísmica 62

Ilustración 58. Combinaciones de Carga Generadas para Estructuras de Acero 63

Ilustración 59. Combinaciones de Carga Estado Ultimo de Resistencia 64

Ilustración 60. Combinación de Carga 3 65

Ilustración 61. Eficiencia de los elementos Estructurales 65

Ilustración 62. Chequeo de las vigas 66

Ilustración 63. Configuración de arriostramiento para los dos patines en el eje Y 67

Ilustración 64. Modelo Final con la Eficiencia de cada Elemento 68

Ilustración 65. Curva de Deriva Elástica Máxima de piso..... 69

Ilustración 66. Deriva Elástica Máxima de cada piso..... 69

Ilustración 67. Corte basal Dinámico..... 70

Ilustración 68. Nodo Seleccionado para el Análisis 72

Ilustración 69. Momentos de las Columnas y Vigas en el Punto de Intersección de la Junta 75

Ilustración 70. Diagrama de Cuerpo Libre de la Viga entre Rótulas Plásticas..... 77

Ilustración 71. Cálculo del Mf para Chequeo por Corte de la Zona de Panel 80

Ilustración 72. Carga de Tracción y Compresión Equivalente a Mf1 y Mf2..... 81

Ilustración 73. Preferencias Generales..... 85

Ilustración 74. Preferencias del Proyecto..... 86

Ilustración 75. Espesor y Material para Placas de la Columna..... 86

Ilustración 76. Creación de la Primera Placa mediante Polilínea 87

Ilustración 77. Placa de la Columba Dibujada..... 87

Ilustración 78. Columna Dibujada Mediante Cuatro Placas..... 88

Ilustración 79. Espesores y Material para las Placas que Conforman la Viga..... 89

Ilustración 80. Viga Dibujada Mediante Placas..... 89

Ilustración 81. Dimensiones de los Atiesadores Artesanales en Metros. 90

Ilustración 82. Dimensiones para Placas de Continuidad en Metros..... 91

Ilustración 83. Modelo 1 Conexión sin Placas de Continuidad y sin Atiesadores Artesanales..... 91

Ilustración 84. Conexión con Atiesador Artesanal 100x8x1.35 cm 92

Ilustración 85. Conexión con Atiesador Artesanal 100x4x1.35 cm 92

Ilustración 86. Conexión con Atiesador Artesanal 60x8x1.35 cm 93

Ilustración 87. Conexión con Atiesador Artesanal 60x4x1.35 cm 94

Ilustración 88. Modelo 3 Conexión con Placas de Continuidad 94

Ilustración 89. Carga Distribuida de Tracción en el Ala Superior de la Viga. 95

Ilustración 90. Cargas de Compresión y Tracción 96

Ilustración 91. Carga Distribuida de Compresión y Tracción 98

Ilustración 92. Opciones de Malla Avanzado 99

Ilustración 93. Malla Generada para Todo el Modelo 1. 100

Ilustración 94. Discretización para Modelo 2A. 101

Ilustración 95. Discretización para Modelo 2B 101

Ilustración 96. Discretización para Modelo 2C. 102

Ilustración 97. Discretización para Modelo 2D 102

Ilustración 98. Discretización para Modelo 3 103

Ilustración 99. Apoyo Empotrado en los Extremos de la Columna 104

Ilustración 100. Coordenadas Rotadas para Interpretación de Resultados. 105

Ilustración 101. Configuración de Coordenadas Locales en Paneles 105

Ilustración 102. Conversión de Signos para desplazamientos, Rotaciones y Cargas 106

Ilustración 103.Desplazamientos Lineales y Angulares 107

Ilustración 104. Deformaciones Robot Structural 107

Ilustración 105. Deformada Generada por Cargas 108

Ilustración 106. Angulo de Giro de la Conexión 109

Ilustración 107. Mapas de Calor Robot Structural 110

Ilustración 108. Desplazamiento Lineal Máximo Modelo 1 110

Ilustración 109. Desplazamientos Ux Uy Uz para Modelo 1 111

Ilustración 110 Desplazamiento Angular Modelo 1 112

Ilustración 111 Momentos Generados en el Modelo 1 113

Ilustración 112. Diagrama de momentos en la Cara de la Columna Modelo1 113

Ilustración 113. Esfuerzos Globales para Modelo 1 114

Ilustración 114. Esfuerzo Generado en el Ala de la Viga Modelo 1 114

Ilustración 115. Desplazamiento Lineal Máximo Modelo 2A..... 115

Ilustración 116. Desplazamientos Ux Uy Uz para Modelo 2A 116

Ilustración 117. Desplazamiento Angular Modelo 2A 116

Ilustración 118. Momentos Generados en el Modelo 2A 117

Ilustración 119. Diagrama de momento máximo en la Cara de la Columna Modelo 2A..... 117

Ilustración 120. Esfuerzos para Modelo 2A 118

Ilustración 121. Esfuerzo Generado en el Ala de la Viga Modelo 2A 118

Ilustración 122. Desplazamiento Lineal Máximo Modelo 2B..... 119

Ilustración 123. Desplazamientos Ux Uy Uz para Modelo 2B..... 120

Ilustración 124. Desplazamiento Angular Modelo 2B 120

Ilustración 125. Momentos Generados en el Modelo 2B 121

Ilustración 126. Momento Máximo en la Cara de la Columna Modelo 2B..... 121

Ilustración 127. Esfuerzos para Modelo 2B..... 122

Ilustración 128. Esfuerzo Generado en el Ala de la Viga Modelo 2B..... 122

Ilustración 129. Desplazamiento Lineal Máximo Modelo 2C..... 123

Ilustración 130. Desplazamientos Ux Uy Uz para Modelo 2C..... 124

Ilustración 131. Desplazamiento Angular Modelo 2C 124

Ilustración 132. Momentos Generados en el Modelo 2C 125

Ilustración 133. Momento Máximo en la Cara de la Columna Modelo 2C..... 125

Ilustración 134. Esfuerzos para Modelo 2C 126

Ilustración 135. Esfuerzo Generado en el Ala de la Viga Modelo 2C 126

Ilustración 136. Desplazamiento Lineal Máximo Modelo 2D 127

Ilustración 137. Desplazamientos Ux Uy Uz para Modelo 2D 128

Ilustración 138. Desplazamiento Angular Modelo 2D 128

Ilustración 139. Momentos Generados en el Modelo 2D 129

Ilustración 140. Momento Máximo en la Cara de la Columna Modelo 2D 129

Ilustración 141. Esfuerzos para Modelo 2D 130

Ilustración 142. Esfuerzo Generado en el Ala de la Viga Modelo 2D 130

Ilustración 143. Desplazamiento Lineal Máximo Modelo 3 131

Ilustración 144. Desplazamientos Ux Uy Uz para Modelo 3 132

Ilustración 145. Desplazamiento Angular Modelo 3 132

Ilustración 146. Momentos Generados en el Modelo 3 133

Ilustración 147. Momento Máximo en la Cara de la Columna Modelo 3 133

Ilustración 148. Esfuerzos para Modelo 3 134

Ilustración 149. Esfuerzo Generado en el Ala de la Viga Modelo 3 134

Ilustración 150. Grafica Comparativa de desplazamiento Ux de todos los modelos 137

Ilustración 151. Grafica Comparativa de desplazamiento Uy de todos los modelos 138

Ilustración 152. Grafica Comparativa de desplazamiento Uz de todos los modelos 138

Ilustración 153. Webinar - Conexiones a Momento Viga I y Columba Hss 139

Ilustración 154. Grafica Comparativa de desplazamiento Rotacionales de todos los modelos .. 140

Ilustración 155. Grafica Comparativa de Momentos para todos los modelos 141

Ilustración 156. Grafica Comparativa de esfuerzos para todos los modelos 142

Ilustración 157. Esfuerzos en las Placas de Continuidad..... 143

Ilustración 158. Esfuerzos en los Atiesadores Artesanales..... 144

Ilustración 159. Esfuerzos en Elementos Rigidizados Separados de la Estructura 144

Ilustración 160. Esfuerzos en placa de continuidad a Escala 2530 Kgf/cm2 145

Ilustración 161.Esfuerzos en Atiesador Artesanal a Escala 2530 Kgf/cm2..... 145

Ilustración 162. Gráfica de Máximos Esfuerzos Generado en el Atiesador Artesanal..... 146

Ilustración 163.Gráfica de Máximos Esfuerzos Generado en la Placa de Continuidad. 147

Índice de Tablas

Tabla 1. Aceros Estructurales según el Contenido de Carbono 13

Tabla 2. Especificaciones ASTM a Perfiles Estructurales 14

Tabla 3. Conexiones Precalificadas Fema 350..... 36

Tabla 4. Conexiones Precalificadas AISC 358-10 37

Tabla 5. Esfuerzo de Fluencia y Resistencia a la Tensión según Cassagne (2009)..... 46

Tabla 6. Dimensiones para el perfil de la viga..... 47

Tabla 7. Dimensiones perfil tipo cajón cuadrado..... 49

Tabla 8. Tipos Perfiles de Suelo..... 58

Tabla 9. Factor de sitio Fa..... 59

Tabla 10. Factor de sitio Fa 59

Tabla 11. Factor de sitio Fs 60

Tabla 12. Factor R..... 61

Tabla 13. Valores Máximos Δ_M a razón de la Altura de Entrepiso 70

Tabla 14. Resultados del Análisis Estructural Modelo 1 135

Tabla 15. Resultados del análisis estructural modelo 2A 136

Tabla 16. Resultados del análisis estructural modelo 2B 136

Tabla 17. Resultados del análisis estructural modelo 2C 136

Tabla 18. Resultados del análisis estructural modelo 2D 136

Tabla 19. Resultados del análisis estructural modelo 3 137

Resumen

Las estructuras de acero se van abriendo campo en nuestro medio de tal manera que han llegado al punto de presentar mayores beneficios constructivos y de diseño que su similar como lo es el hormigón armado, convirtiéndose de esta manera como la primera opción para muchos a la hora de realizar un proyecto.

El Ecuador se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico, lo que con lleva a que las estructuras construidas en nuestro país requieran de un escrupuloso estudio para su análisis y diseño, sin embargo, nuestro país se ve limitado en la investigación de nuevas técnicas de construcción, en la implementación de nuevas alternativas para el análisis y diseño de las estructuras, rigiéndose única y exclusivamente en lo que la normativa describe para realizar los diseños. Por esta razón este estudio tiene como objetivo principal estudiar el comportamiento de los atiesadores artesanales utilizados en una conexión de un pórtico resistente a momento mediante un análisis computacional bajo el criterio de elementos finitos y compararlo con las placas de continuidad definidas en los códigos americanos para conexiones precalificadas y de esta manera deducir si se pueden usar los atiesadores artesanales como una alternantita constructiva.

Toda conexión para ser precalificada pasa por un minucioso estudio y ensayo de laboratorio a escala real sometida a cargas dinámicas cíclicas para tener esa certificación de precalificada y ser utilizada en cualquier estructura, caso contrario si se quiere usar otro tipo de configuración para una conexión la normativa explica que se lo puede hacer siempre y cuando cumpla con un análisis previo y cumpla con los parámetros normativos de diseño.

Para nuestro análisis se tomó como referencia la conexión precalificada “Welded unreinforced flange-welded web (WUF-W) moment connection” la cual especifica un numero de pasos y parámetros previos que debe cumplir una estructura antes de diseñar la conexión, en el capítulo

tres se tomó como ejemplo un pórtico en el plano el cual fue analizado con criterios de diseño sismorresistente, de esta manera se verifico que cumpla con todos los parámetros requeridos bajo las condiciones de carga a las que el modelo estaba sometido, se verificaron que los perfiles sean sísmicamente compactos, se chequearon derivas de piso, se estudió la zona de panel, longitudes no arriostradas y también que cumpla con el criterio de columna fuerte viga débil.

Para el capítulo 4 nos enfocamos exclusivamente en la conexión, para la cual se realizaron tres modelos computacionales, el primero formado únicamente por la viga y la columna, el segundo modelo con atiesadores artesanales, este modelo tiene la particularidad que al ser el caso en estudio se subdividió en 4 submodelos cada uno con atiesadores artesanales de diferentes dimensiones, y el tercer modelo con placas de continuidad. Con la finalidad de ver las respuestas de estas placas de acero en la conexión se omitieron las soldaduras y la placa de corte. Una vez analizados todos los modelos los comparamos entre todos verificando desplazamientos lineales y rotacionales, momentos y la distribución de esfuerzos.

Con los resultados obtenidos se puede tomar la decisión si los atiesadores artesanales funcionan como una alternativa a las placas de continuidad, y si cumplen para pórticos resistentes a momento o pueden ser implementados en estructuras más versátiles como pórticos intermedios.

CAPITULO 1.- GENERALIDADES

1.1 Planteamiento del problema

En el Ecuador el sistema de resistencia frente a cargas sísmicas más utilizado para el diseño de estructuras de acero son los pórticos resistentes a momento en el cual las conexiones son rígidas y deben resistir deformaciones inelásticas producidas por las fuerzas del sismo.

Basándose en el principio de columna fuerte – viga débil la zona de panel tiene ciertas limitaciones para el caso en que la columna presente un comportamiento elástico fuera de esta zona, por lo que esta deberá ser arriostrada lateralmente con placas continuas para disipar la energía provocada por la fuerza del sismo y reducir la concentración de esfuerzos en la conexión de los elementos viga – columna.

Se deberán colocar placas de continuidad o atiesadores transversales en la columna a la altura de las alas de la viga siempre a excepción de los casos presentados en la sección 9.2 de la NEC-SE-AC y deberán soldarse a la columna mediante soldadura de ranura de penetración completa.

Cuando tenemos columnas de sección tubular tipo cajón o rectangular para los casos en que se requiera el uso de atiesadores resulta complicado la colocación de las placas de continuidad comunes por lo que se ha implementado la colocación de atiesadores artesanales.

Estos atiesadores artesanales no son otra cosa que placas continúas que van a estar ubicadas en las cuatro esquinas de la columna a la altura de la conexión buscando tener el mismo efecto que las placas de continuidad en la zona de panel.

Debido a que las cargas producidas por un sismo generan esfuerzos gigantescos en la conexión es necesario la colocación de un reforzamiento como lo son los atiesadores para mitigar esa concentración de esfuerzos en dicha zona y evitar que la conexión falle.

1.2 Justificación

En el Ecuador se ha optado por realizar estructuras de acero, como primera alternativa ante el uso del hormigón armado, sabiendo que el Ecuador se ubica geográficamente en una zona de alto riesgo sísmico es necesario un estricto estudio para el análisis y diseño de las estructuras de acero. El sismo provoca fuerzas temporales en la estructura, como consecuencia de estas cargas dinámicas la estructura puede sufrir graves daños estructurales principalmente en las conexiones, por lo que es necesario optar por mecanismos de respuesta de la estructura ante un evento sísmico. Uno de los principales elementos para analizar son las uniones entre los elementos estructurales columna y viga, las conexiones para estos elementos radican prácticamente en dos formas soldadas o empernadas, cada una se diseña de distinta manera, pero ambas tienen la función de mantener conectados los elementos estructurales ante cargas gravitacionales y cargas producidas por un sismo.

Debido a que en las conexiones se produce una gran concentración de energía cuando se presenta un sismo, es necesario que estos elementos estén dimensionados correctamente para resistir grandes cargas y que su comportamiento este completamente estudiado y definido, sin embargo, para la mayoría de los casos se necesita un reforzamiento en la zona de panel con placas de continuidad transversales.

En construcción estas placas continuas o atiesadores transversales son difíciles de colocar cuando se trata de una columna tubular de sección rectangular, por lo que se ha optado por atiesadores artesanales como una alternativa, buscando tener el mismo desempeño que un atiesador transversal común pero que facilite su colocación a la hora del montaje o construcción.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Determinar el factor de concentración de esfuerzos para atiesadores artesanales de uso común en la ciudad de quito que se usan como placas de continuidad en nudos de estructuras metálicas.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Modelar un pórtico resistente a momento tomando en consideración los parámetros de diseño sismorresistente.
- Determinación de las cargas que actuarán en la conexión.
- Dimensionar los atiesadores artesanales y placas de continuidad para analizar su funcionabilidad ante las cargas a la que va a estar sometida la conexión.
- Realizar un modelo computacional de nuestros elementos estructurales mediante elementos tipo placa para la obtención de resultados reales.
- Analizar el área de influencia de los atiesadores artesanales en el interior de la columna de acero.
- Comparar resultados de la conexión sin atiesadores, con atiesadores o placas de continuidad según la norma, y con atiesadores artesanales.
- Determinar el esfuerzo máximo producido por las cargas en la conexión viga – columna.

1.4 Alcance

Este proyecto comprende el dimensionamiento de los atiesadores artesanales colocados en el interior de una columna tubular de sección rectangular, la determinación de esfuerzos producidos

en la conexión viga - columna por una carga específica determinada, para el modelo se utilizara como guía una conexión precalificada para pórticos resistentes a momento, se utilizara un software computacional de análisis estructural para realizar un modelo siguiendo las recomendaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción Estructuras de Acero NEC-SE-AC y normas americanas, la funcionalidad de estos atiesadores artesanales serán comparados con los atiesadores de panel que cumplen con todos los requisitos estipulados en los códigos.

1.5 Hipótesis

Esta investigación tendrá una carga determinada según la norma para el análisis de los tres modelos, el primer modelo únicamente estará formado por la viga y la columna el segundo con atiesadores artesanales y el ultimo con atiesadores transversales de panel comunes o placas de continuidad, con el fin de comparar los resultados entre un modelo y otro, de esta manera se busca que los atiesadores artesanales tengan un efecto similar que los atiesadores comunes para que estos puedan ser implementados como una alternativa eficiente para proporcionar mayor resistencia a la conexión y esta pueda soportar cargas provocadas por un sismo.

1.6 Metodología

Se inicia con la definición del tipo de acero para los perfiles tanto de la columna como de la viga tomando en cuenta los más utilizados en la ciudad de Quito, posteriormente se definirán dimensiones y se utilizara la guía de diseño de una conexión precalificada especifica determinada del código ANSI/AISC 358-16, con una conexión capaz de transmitir momentos entre los elementos estructurales viga – columna, la conexión será evaluada ante una carga específica para

todos los modelos, el Ecuador al ser un país con un riesgo sísmico elevado se ve en la necesidad de llevar a las estructuras al límite por esta razón se determinara una carga a partir de un análisis sismorresistente siguiendo los requerimientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción Cargas Sísmicas Diseño Sismo resistente NEC-SE-DS que nos permitirá evaluar la respuesta de los modelos computacionales, el primero formado únicamente con los elementos estructurales principales el segundo con atiesadores artesanales y el otro con placas de continuidad, para el ultimo sabemos que cumplen con los requisitos que piden los códigos, mientras que para nuestro caso de estudio buscamos que estos atiesadores artesanales puedan ser implementados y aceptados como una alternativa para ciertos casos, por lo que se necesita una comparación entre algo ya definido y conocido como las placas de panel y los atiesadores artesanales, que en base a los resultados que se obtengamos del análisis computacional mediante elementos finitos podremos conocer si sirven para disminuir los esfuerzos producidos por una carga determinada y ser así tomados en cuenta en la construcción de estructuras de acero como una alternativa eficiente.

1.7 Resultados esperados

Con la implementación de estos atiesadores artesanales en el interior de una columna de acero de sección tubular o cerrada se busca reducir la concentración de esfuerzos producidos en la conexión por una carga determinada bajo requerimientos sísmicos, así como lo hacen las placas de continuidad en la zona de panel, además se espera que cumplan con el ángulo de giro permitido para una conexión precalificada y que su resistencia sea mayor que la demanda requerida.

CAPÍTULO 2.- MARCO TEÓRICO

2.1 Generalidades de los Materiales

2.1.1 Propiedad de los Materiales

Las propiedades de un material es un comportamiento medible con el que un cuerpo natural o artificial reacciona ante fenómenos físicos, químicos o mecánicos con el fin de "permanecer en equilibrio con su entorno" (Quinapallo, 2018).

2.1.1.1 Propiedades Físicas

Variación Térmica

Es la propiedad de un cuerpo físico, que cuando es expuesto a cambios de temperatura este puede aumentar o disminuir sus dimensiones debido a la alteración de sus partículas producido por la variación de la temperatura.

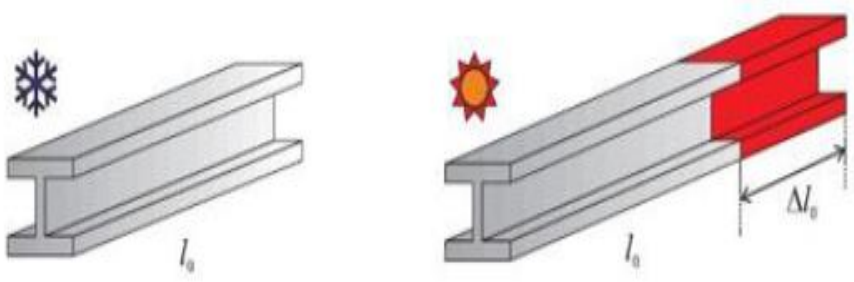


Ilustración 1. Cambio en el volumen de una viga por variación de temperatura

Fuente: Dilatación y compresión térmica – Yuiliti

2.1.1.2 Propiedades Químicas

Oxidación

Fenómeno producido por el contacto del aire con el metal, se produce en la cara externa del metal causando un aspecto antiestético, pero no perjudicial en el material.



Ilustración 2. Oxidación en varillas corrugadas

Fuente: Corrosión. MNdelgolfo, https://www.mndelgolfo.com/blog/reportaje/puede-el-oxido-afectar-al-funcionamiento-de-la-varilla-y-articulos-de-acero/

Corrosión

Es un proceso químico que deteriora el metal, causado por el ambiente o por la salinidad de un fluido, siendo el más común el agua que al entrar en contacto con el metal en cuestión puede dañarlo exterior e interiormente alterando las propiedades iniciales del material.



Ilustración 3. Corrosión en conexión de acero

Fuente: http://www.arquitecturaenacero.org/uso-y-aplicaciones-del-acero/corrosion

2.1.1.3 Propiedades Mecánicas

Resistencia a la compresión

Es el esfuerzo máximo que es capaz de soportar un elemento bajo una carga de aplastamiento antes de fallar o colapsar (Quinapallo, 2018).

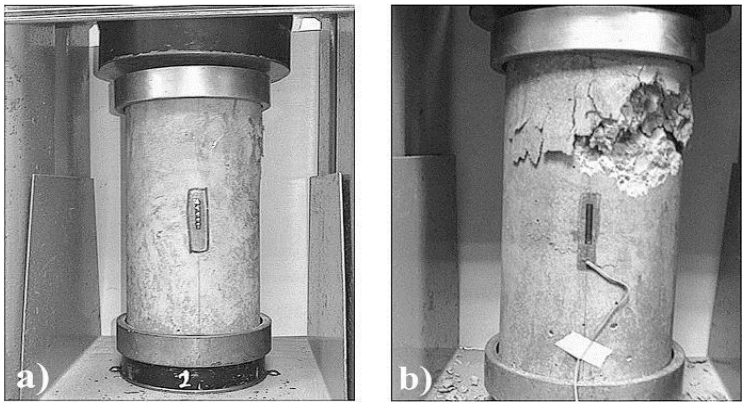


Ilustración 4. Ensayo de compresión en cilindro de hormigón

Fuente: Ensayo de compresión con deformímetros - Jhon Cárdenas Pulido (2016)

Resistencia a la Tensión

Es el esfuerzo máximo que es capaz de soportar un elemento bajo cargas opuestas axiales divergentes antes de fallar o colapsar.

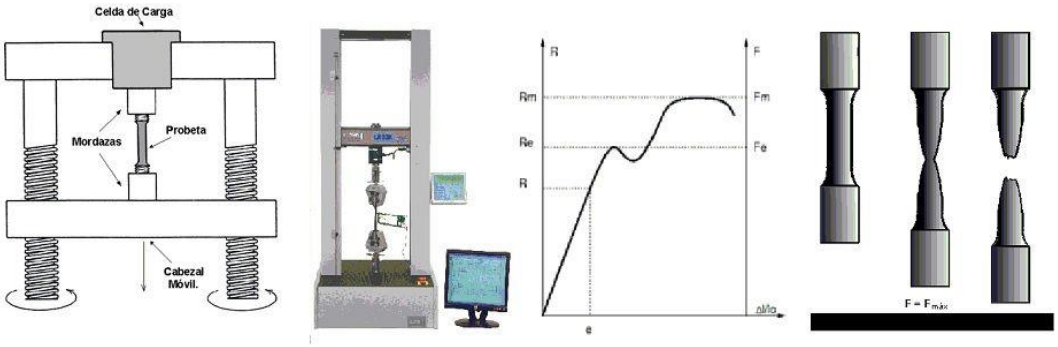


Ilustración 5. Ensayo de tracción en un elemento de acero

Fuente: Resistencia al corte. https://www.areatecnologia.com/materiales/ensayo-de-traccion.html

Resistencia al Corte

Es el esfuerzo máximo interno de un elemento, causado por cargas transversales al eje principal de un elemento.



Ilustración 6. Ensayo de corte de placas de acero ancladas por un perno

Fuente: Deformación Unitaria. https://www.youtube.com/watch?v=rDKtE5gZk24

Deformación Unitaria

Es la relación entre la longitud final de un elemento luego de ser sometido a una carga de tensión o compresión y la longitud original o inicial del elemento.

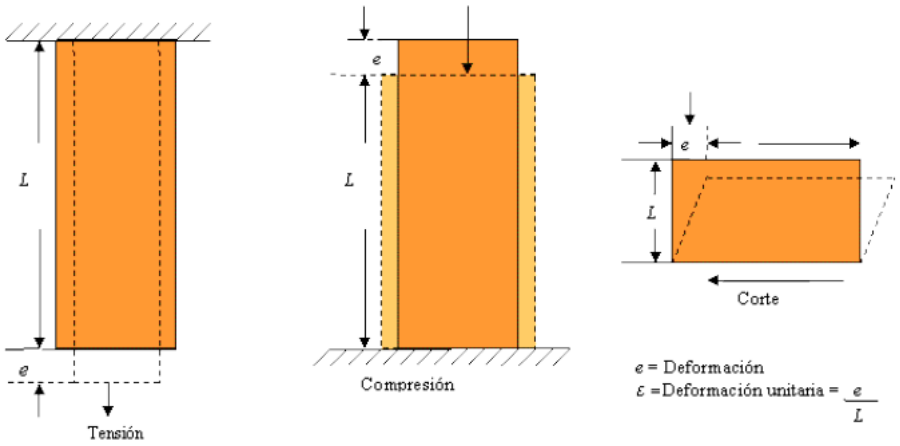


Ilustración 7. Deformación de un material sometido a cargas de compresión y tracción

Fuente: Propiedades de los Materiales de Construcción – Ligia Vélez

Elasticidad

Propiedad de un material para recuperar su forma original luego de sufrir una deformación producida por una carga, esfuerzo o desplazamiento (Quinapallo, 2018).

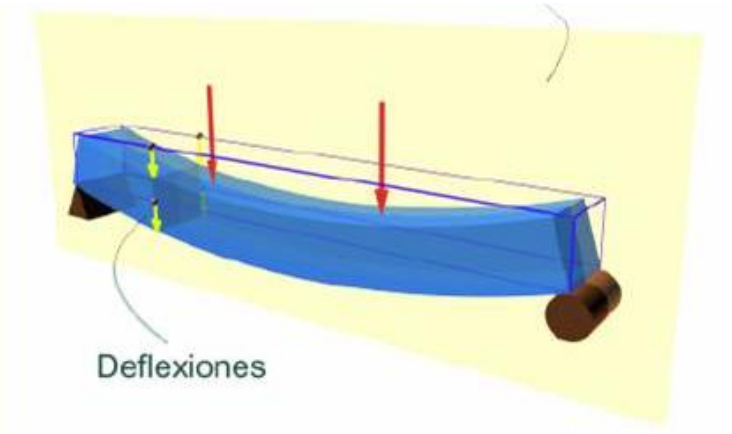


Ilustración 8. Viga deformada por flexión

Fuente: Ductilidad. http://vilchezauccasi.blogspot.com/p/evap4.html

Ductilidad

Es la capacidad que tiene un material de sufrir grandes deformaciones sin llegar a la falla y conservar su resistencia.

2.1.2 Materiales de Construcción

Son todos aquellos cuerpos que en conjunto forman parte de toda obra de construcción, sin importar su forma, composición o naturaleza, estos materiales pueden ser naturales o artificiales es decir que pueden ser generados a partir de la combinación de dos o más materias primas para formar un nuevo material constructivo.

2.1.2.1 Materiales Naturales

Son aquellos materiales que no sufren ninguna alteración química o cambio en su conformación física, es decir son materiales propios de la naturaleza encontrados in situ, que conservan sus

propiedades y características autónomas y sirven en base a eso como material para usos constructivos, cabe mencionar que se necesita de procesos físicos o mecánicos para su obtención. Ejemplo agua, madera, roca triturada, arena, madera, hidrocarburos, etc. (Quinapallo, 2018).

2.1.2.2 Materiales Artificiales

Este tipo de materiales son el resultado de una transformación que ha sufrido un material por procesos fiscos, químicos e incluso mecánicos, se pueden llegar a formar también por la combinación de dos o más materiales mediante procesos de aleación.

Ejemplo cemento, mortero, hormigón, acero, aditivos, bloques, ladrillos, etc. (Quinapallo, 2018).

2.1.3 Acero

2.1.3.1 Historia del acero

La presencia del hierro en la corteza terrestre se aproxima a un 4.5% principalmente en forma de óxidos, por esta razón se habla de una explotación más tardía de este mineral a diferencia de otros como el oro o el cobre que se encuentran en un estado de alta pureza, siendo así más fáciles de explotar o fundir, pero es hasta aproximadamente 1.700 aC que empieza el auge del hierro, principalmente para la fabricación de armas, puntas de flecha, llantas, anillo, etc. Sin embargo el hierro no era competencia para otros materiales como el bronce ya que al ser fundido en hornos al aire libre no alcanzaba la temperatura adecuada para ser moldeable con facilidad, pero en la misma línea de tiempo en la India con tecnologías más avanzadas se mejoran las condiciones antes mencionadas ya que se prolongaron los periodos de tiempo de fundición y surge la primera aleación del hierro con el carbono dando como resultado un material con mayor dureza y a la vez más manejable.

A partir del del siglo XVIII con el avance tecnológico, el carbón vegetal es remplazado por el carbón coke, con esto y gracias a la revolución industrial se pasó de transformar 500kg de hierro en acero de 10 días a solo 36 horas a principios del siglo XIX.

“Este impacto, que se expresa en la producción de energía como la máquina a vapor, en el transporte terrestre y marítimo, en la industria textil, en los posteriores inventos de motores eléctricos y de explosión” (Alacero, 2011).

2.1.3.2 Acero Estructural

“Es considerado como uno de los materiales más versátiles en el campo de la construcción gracias a su poco peso, facilidad de fabricación, montaje y otras propiedades” (McCormac & Csernak, 2012). El acero en la actualidad es uno de los principales materiales para la construcción de obras civiles como edificios, puentes, galpones, cubiertas, estadios, todo esto gracias a las ventajas que tiene como material estructural ya que presenta alta resistencia, una uniformidad del material a lo largo del tiempo, es capaz de resistir altos esfuerzos, no requiere de mantenimiento bajo ciertas condiciones, resiste grandes deformaciones sin fallar.

Su elaboración depende de su forma como placas o perfiles, de su composición respecto al contenido de carbono con otros elementos aleados y el grado del acero.

“La composición química del acero es importante para saber los efectos en sus propiedades como la soldabilidad, resistencia a la corrosión, resistencia a la fractura frágil” (McCormac & Csernak, 2012).

2.1.3.3 Clasificación del acero estructural de la ASTM

2.1.3.3.1 Acero al carbono

Los principales elementos de este acero son el magnesio y el carbono los cuales bajo el criterio de la ASTM presentan limitaciones en sus porcentajes.

Tabla 1. Aceros Estructurales según el Contenido de Carbono

Acero al Carbono	
Acero bajo contenido de carbono	< 0.15 %
Acero dulce	0.15% a 0.29%
Acero medio al carbono	0.29% a 0.50%
Acero con alto contenido de carbono	0.60% a 1.70%

Fuente: McCormac, Aceros al carbono (pag.21)

Aceros Estructurales según el Contenido de Carbono

2.1.3.3.2 Aceros de alta resistencia y baja aleación

Además de elementos como el carbono y el magnesio, a este acero también lo conforman otros agentes como el vanadio, silicio, cobre, columbio y níquel, a este grupo también pertenecen los aceros con esfuerzos de fluencia de entre 40 klb/plg^2 y 70 klb/plg^2 la definición de baja aleación se da cuando la aleación es menor al 5% (McCormac & Csernak, 2012).

2.1.3.3.3 Aceros de alta resistencia y baja aleación y resistentes a la corrosión

Este tipo de aceros son utilizados principalmente en estructuras que se encuentran expuestas al aire libre y es difícil la colocación de una pintura anticorrosiva, de ahí su característica principal ya que estos aceros contienen menor cantidad de cobre lo que los hace más resistentes a la corrosión, sin embargo, no son recomendables ante medios expuestos a corrientes marinas o humos industriales muy corrosivos.

Tabla 2. Especificaciones ASTM a Perfiles Estructurales

Tipo de Acero	Designacionde la ASTM		mo de fluenciade tension Fu		Serie de perfiles aplicables									
					W	M	S	HP	C	MC	L	HSS		Tubo
												Rect.	Redondo	
Al Carbono	A 36		36	58-80	▒	■	■	▒	■	■	■			
	A 53 Gr. B		35	60										■
	A500	Gr. B	42	58									■	
			46	58								■		
		Gr. C	46	62									▒	
			50	62								▒		
	A 501	Gr. A	36	58								▒	▒	
		Gr. B	50	70								▒	▒	
	A 529	Gr.50	50	65-100	▒	▒	▒	▒	▒	▒	▒			
		Gr. 55	55	70-100	▒	▒	▒	▒	▒	▒	▒			

Fuente: Manual de la AISC, Tabla2-4, pag.48, 14ava. ED., 2011

■ Especificación recomendada para el material

▒ Otra especificación de material aplicable, cuya disponibilidad deberá confirmarse antes de la especificación.

□ La especificación del material no aplica

2.1.3.4 Grados del acero

Las estructuras de acero a medida que han ido evolucionando necesitan de una mayor capacidad de sus elementos estructurales, por esta razón se han visto en la necesidad de incorporar los grados de acero, que no es otra cosa que una clasificación de este metal según su composición y propiedades.

Una de las principales razones por las que se introdujeron los grados del acero fue para diferenciar los esfuerzos de fluencia y los esfuerzos últimos del tipo de acero, además la norma recomienda que grado de acero usar según el tipo de elemento estructural y su uso en la estructura.

2.1.3.4.1 Grado del acero para placas y perfiles

“La ASTM aprobó normas para placas laminados en caliente que son A36, A572, A588, A709, A852, A514, A913 y A922” cada uno de estos tienen sus especificaciones de uso como cuales esfuerzos de fluencia y esfuerzos últimos, además, toma en cuenta la geometría en cuanto límites

de espesores ya sea de perfiles o placas, para lo cual el ingeniero tiene una amplia gama para escoger el grado de acero que mejor se adapte para su propósito (Carlos Cházaro Rosario & Octavio Alvarez Valadez, 2015).

"El grado de acero A36 es uno de los grados primarios más utilizados para los diferentes tipos de estructuras, la norma específica un mínimo para Fy y Fu de 2530 kg/cm^2 y 4080 kg/ cm^2 respectivamente. Casi todos los tamaños y tipos de perfiles y placas están disponibles en A36, excepto perfiles, excepto perfiles IR, W, H". La norma nos dice que para espesores superiores a las 8 pulgadas o 203 milímetros el esfuerzo de fluencia se reduce a 2250 kg/cm^2 (Carlos Cházaro Rosario & Octavio Alvarez Valadez, 2015).

2.1.3.4.2 Grados de acero para secciones estructurales huecas y tubos

"Las especificaciones Para secciones huecas HSS son ASTM A500, A501, A618, y A847 y para tubos de acero ASTM A 53" (Carlos Cházaro Rosario & Octavio Alvarez Valadez, 2015).

El ASTM A 500 está disponible para perfiles cuadrados o rectangulares y circulares formados en frio HSS, las propiedades difieren de los perfiles rectangulares y los redondos sin embargo el A 500 más común es el grado B cuyo esfuerzo de fluencia y resistencia a la tracción oscila entre los 3250 kg/cm^2 y 4100 kg/cm^2 respectivamente (Carlos Cházaro Rosario & Octavio Alvarez Valadez, 2015).

2.1.3.5 Propiedades Mecánicas del acero

Estas propiedades son de suma importancia para conocer el comportamiento que tendrá un elemento estructural de acero, estas dependen de su composición química, del proceso de laminado, y el tratamiento térmico de su fabricación, "para la prueba de tensión como el esfuerzo de fluencia Fy, la resistencia a la tracción ultima Fu, Tensiones en la ruptura y la deformación unitaria Ɛu, deformación total Ɛt" (Carlos Cházaro Rosario & Octavio Alvarez Valadez, 2015).

2.1.3.5.1 Relación Esfuerzo – deformación unitaria del acero

Es una representación gráfica, que nos indica el comportamiento del acero ante cargas internas o externas, estas cargas externas pueden ser de compresión o tensión, siendo esta ultima la típica carga con la que se realizan los ensayos para determinar las curvas para diferentes tipos de acero. Esta grafica tiene diferentes zonas y puntos muy importantes que nos van indicando el comportamiento del acero antes que llegue a la ruptura.

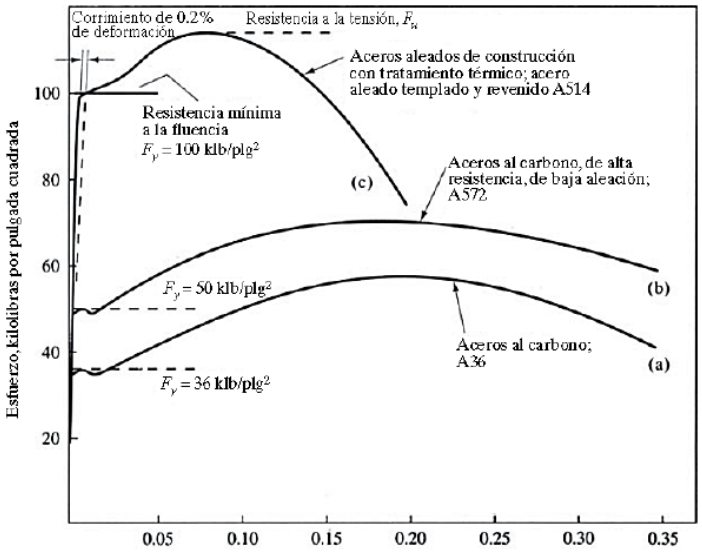


Ilustración 9. Diagrama esfuerzo- deformación, para diferentes tipos de acero

Fuente: Diseño de estructuras de acero - Mc Cormac

2.1.3.5.2 Modulo de elasticidad del acero

También conocido como módulo de Young es un cociente o indicador de la resistencia a la deformación por tracción, es decir cuando un cuerpo es sometido a una carga de tracción este se deforma, pero si al retirar dicha carga este vuelve a sus dimensiones originales o iniciales hablamos de un material elástico. El módulo de elasticidad es igual a la tangente del ángulo medido desde el eje de las abscisas donde se miden las deformaciones y la recta tangente a la curva o la pendiente de la relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria.

$$E = \frac{fs}{\varepsilon}$$

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción – Estructuras de acero el valor del módulo de elasticidad puede ser constante para los diferentes tipos de acero con un valor de 200000 MPa o 29000 ksi.

2.1.3.5.3 Zona elástica

Zona que se caracteriza por una relación lineal entre los esfuerzos y las deformaciones, es decir es una recta con origen en el punto 0,0 de la gráfica hasta llegar al punto de fluencia Fy, si un elemento de acero se mantiene en esta área nos asegura un comportamiento elástico donde la carga de tensión lo deforma hasta un punto en el que puede recuperar sus condiciones iniciales.

2.1.3.5.4 Zona plástica

Es la zona siguiente a la zona primera o elástica esta se caracteriza por presentar deformaciones de consideración bajo esfuerzos constantes y precede a una zona de endurecimiento por deformación donde los esfuerzos y las deformaciones se incrementan, se considera que esta deformación plástica puede llegar a ser hasta veinte veces la deformación inicial, lo que garantiza que los materiales que lleguen a esta zona puedan deformarse abruptamente antes de llegar a la ruptura o falla.

Esta zona está delimitada en su inicio por una curvatura con un punto superior de fluencia y un punto inferior de fluencia manteniéndose constante hasta llegar al rango de endurecimiento por deformación donde el cuerpo ya deformado recupera un porcentaje minúsculo para seguirse deformando al aumentar la carga hasta llegar al esfuerzo ultimo Fu donde se produce la falla.

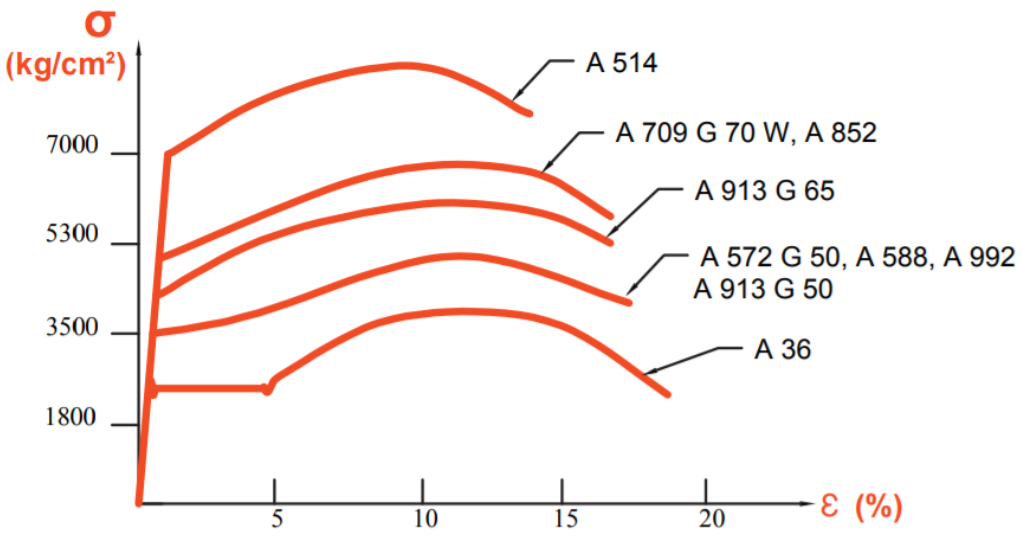


Ilustración 10. Diagrama Esfuerzo – deformación para diferentes tipos de acero según el grado

Fuente: EL acero de hoy – Gerdau Corsa

Las gráficas del diagrama de esfuerzo – deformación unitaria varían según la composición química del acero, teniendo en cuenta que mientras mayor sea el contenido de carbono se tendrán aceros con mayor resistencia.

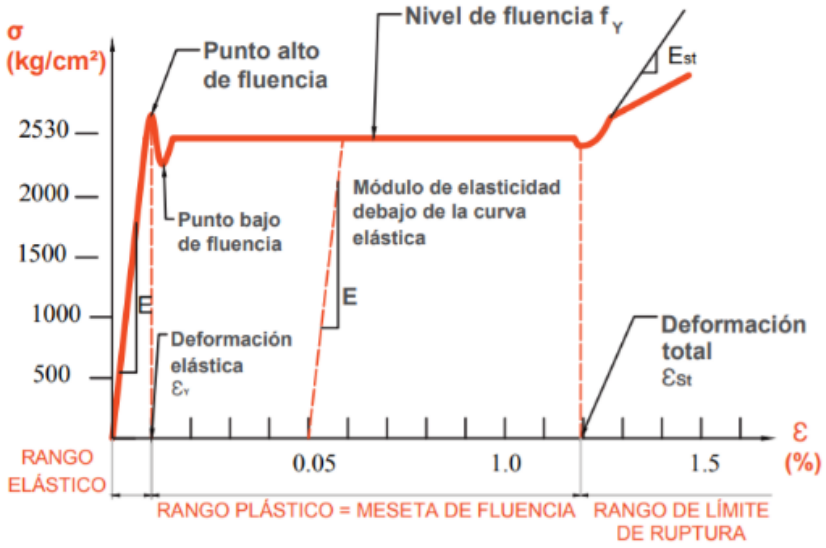


Ilustración 11. Grafica esfuerzo – deformación para aceros con bajos contenido de carbono, zona elástica

Fuente: EL acero de hoy – Gerdau Corsa

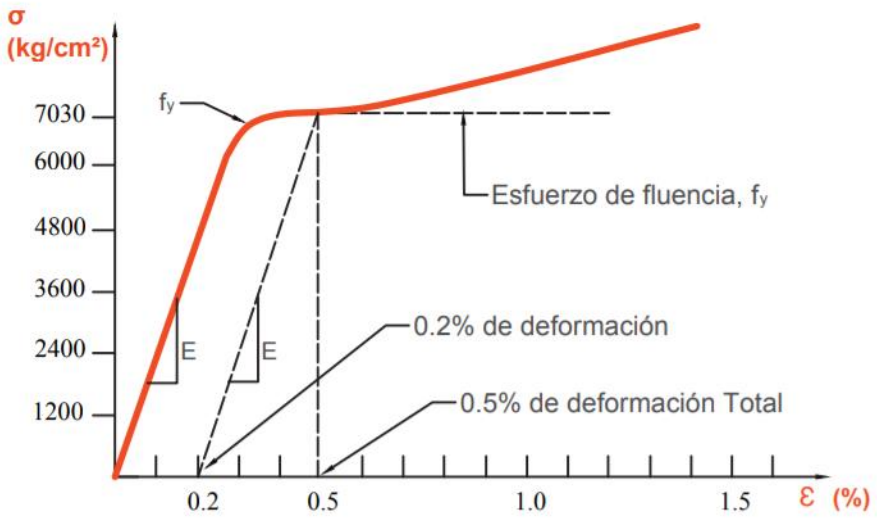


Ilustración 12. Grafica esfuerzo – deformación para aceros con alto contenido de carbono, zona elástica

Fuente: EL acero de hoy – Gerdau Corsa

2.1.3.6 Miembros estructurales de acero según su fabricación

2.1.3.6.1 Miembros conformados en frio

Son aquellos miembros que se forman a partir de una chapa de acero o lamina, la cual ha pasado por un proceso de prensado y que posee dimensiones determinadas, para lograr la geometría requerida para nuestro perfil esta lamina o plancha de acero es moldeada mediante la presión ejercida por unos rodillos metálicos que van formando los ángulos requeridos para nuestra geometría final a temperatura ambiente.

La principal ventaja que ofrecen los perfiles laminados en frio es que se pueden lograr geometrías complejas en la sección transversal, permitiendo que el perfil responda adecuadamente a los esfuerzos a los que va a estar sometido, una de las principales limitaciones que tienen los miembros estructurales elaborados en frio es el espesor, ya que mientras más sea el espesor que se requiere se necesita mayor potencia en la maquinaria para doblar el acero, lo cual limita a espesores de alrededor de una pulgada (Labbé Kohler, 2019).



Ilustración 13. Fabricación de láminas de acero para miembros elaborados en frío

Fuente: Laminas y aceros

2.1.3.6.2 Miembros laminados en caliente

Cuando los procesos para elaboración de miembros estructurales de acero están sometidos a una temperatura superior a la de recristalización se la conoce como miembros laminados en caliente, es necesario una temperatura de alrededor de entre 550 y 650 ^{o}C para este proceso todo dependerá de la composición química del acero.

Presenta grandes ventajas como elaboración de piezas de mayor tamaño, pero se ve limitada en la geometría de la sección al poder fabricarse ciertos perfiles estructurales como los tipos I o W, o secciones cerradas rectangulares y circulares (Nájera Ocampo, 2014).



Ilustración 14. Miembro laminado en caliente

Fuente: Reliance Foundry Co. Ltd

2.1.3.6.3 Miembros soldados

Consiste en la unión de dos placas de acero con diferentes espesores pero que tienen la misma longitud, utilizada fundamentalmente para geometrías más diversas y requeridas debido al tipo de carga que va a estar sujeta, todo esto mediante un proceso de soldadura determinado por normativa El proceso de soldadura consiste en unir dos extremos flejes de acero mediante un cordón de soldadura, se puede utilizar soldadura semiautomática por arco sumergido o soldadura por alta frecuencia (Labbé Kohler, 2019).



Ilustración 15. Soldadura por arco sumergido SAW

Fuente: The Fabricator en español

2.1.3.7 Tipos de perfiles

2.1.3.7.1 Perfil tipo I

También conocido como perfil tipo W por su nombre en inglés “Wide flange” o doble T ya que está conformado por un doble patín en la parte superior e inferior de una placa transversal a estos conocida como alma.

Este tipo de perfil es uno de los más usados debido a su geometría ya que presenta una buena relación entre el momento de inercia y su área que es pequeña, utilizado principalmente en

elementos estructurales principales como vigas, que al estar sometidos a flexión estos elementos soportan un esfuerzo mayor en la capa o fibra más alejada del eje neutro, lo que nos permite diseñar nuestro patín con los espesores necesarios para soportar las cargas y no falle, a su vez el alma suele tener espesores menores respecto al patín por el mismo principio, ya que al ser generalmente secciones simétricas en eje neutro se encontraría en el alma y no requiere tanto material (Nájera Ocampo, 2014).



Ilustración 16. Viga sección I.P.E

Fuente: Comercial Tuboferro. http://tuboferro.es/?product=vigas-i-p-e

2.1.3.7.2 Perfil tipo T

Este tipo de perfil difiere del perfil W por solo tener un patín superior la cual varia la posición del eje neutro que dependiendo de los espesores del alma y patín puede ubicarse en cualquiera de las dos placas, es utilizado para soportar cargas de compresión y el alma soporta los esfuerzos de corte (Nájera Ocampo, 2014).



Ilustración 17, Perfil tipo T

Fuente: Montanstahl. "Special profiles in steel"

2.1.3.7.3 Perfil tipo C

Este tipo de perfil también conocido como perfil tipo canal está formado por tres placas laminado en caliente, presenta gran durabilidad y resistencia a la intemperie, utilizado principalmente para fabricación de techos.



Ilustración 18. Perfil tipo C

Fuente: Acesco, Perfil tipo C grado 50

2.1.3.7.4 Perfil tipo L

Este tipo de perfil es conocido también como ángulos ya que está formado por dos alas unidas a 90^{o} se utilizan como elementos de acople y secciones combinadas (Nájera Ocampo, 2014).



Ilustración 19. Perfil tipo L

Fuente: Plaremesa, Tipos de perfiles estructurales

2.1.3.7.5 Perfil tipo HSS

Por sus siglas en ingles “Hollow Square Section” pertenece a un tipo de perfil hueco con forma rectangular (RHS), cuadrada (SHS) y circular (CHS), son formados en frio teniendo así una tolerancia uniforme gracias a sus características y propiedades una mejor respuesta a la torsión y compresión.

La ventaja de su uso es que nos brindan versatilidad en su diseño, alta resistencia, y facilidad de conexión con otros elementos estructurales, dependiendo el requerimiento estos pueden ser rellenados aumentando así su resistencia o incluso pueden ser rellenado con agua y anticongelante para mejorar su respuesta al fuego.



Ilustración 20, Perfil tipo HSS

Fuente: Acerobsv, Perfiles estructurales HSS

2.2 Sistemas Estructurales para estructuras de acero

Elegir el sistema estructural es una de las primeras etapas en las que se planifica el comportamiento de una estructura, por esta razón es importante conocer los fenómenos de pandeo, la transmisión de momentos entre elementos estructurales la cual las conexiones son las encargadas de transmitir fuerzas y permitir desplazamientos en proporción la rigidez de cada elemento estructural.

2.2.1. Pórticos especiales a momento

Son un sistema de vigas y columnas con conexiones resistentes a momentos que tienen un comportamiento a flexión y corte en vigas y columnas, los pórticos especiales a momento (PEM) al estar sometidos a fuerzas provocadas por un sismo de diseño se caracterizan por permitir deformaciones inelásticas considerables, estas se esperan que ocurran en las articulaciones plásticas de la viga y en las bases de la columna. (Norma Ecuatoriana de la Construccion, 2014).

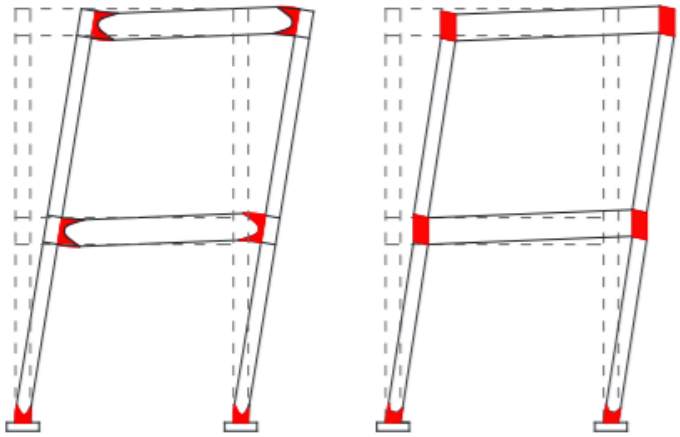


Ilustración 21. Zonas permitidas para deformaciones inelásticas en un PEM

Fuente: NEC Estructuras de Acero, pg 41

Estos sistemas son implementados principalmente en zonas de alta y moderada peligrosidad sísmica, los PEM nos permiten, disipación de energía, ductilidad e incursiones inelásticas significativas.

Este sistema estructural puede presentar los siguientes mecanismos como se muestra en la siguiente figura.

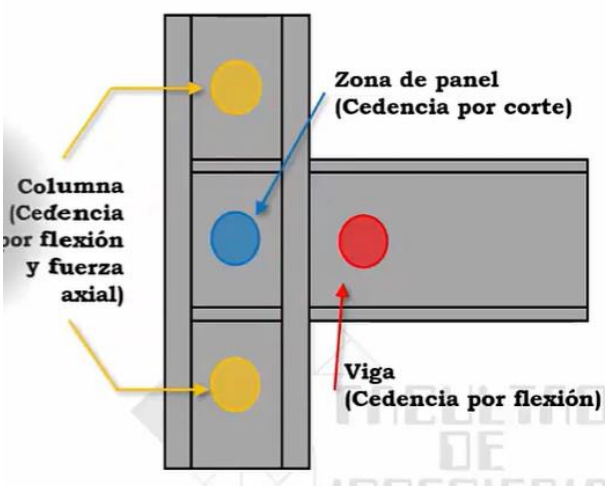


Ilustración 22. Mecanismos que se pueden desarrollar en la conexión

Fuente: Freddy Lanza, Diseño de planchas extremas

2.2.1.1 Criterio columna fuerte – viga débil

Como su nombre lo dice este principio busca que la viga sea más débil que la columna para que en ella se produzca un estado límite de fluencia por flexión cuanto los elementos están sujetos a fuerzas provocadas por un sismo de diseño logrando de esta manera disipar mayor cantidad de energía (Norma Ecuatoriana de la Construccion, 2014).

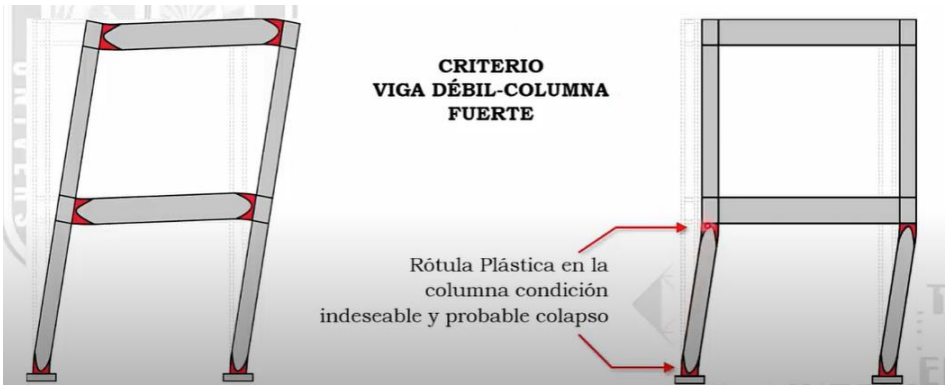


Ilustración 23. Criterio de columna fuerte - viga débil

Fuente: Freddy Lanza, Diseño de planchas extremas

Para cumplir este criterio se tiene que realizar un chequeo nodo a nodo en el cual la relación entre la sumatoria de los momentos nominales plásticos de la columna (M*pc) y la sumatoria de los momentos nominales plásticos de la viga (M*pb) es igual o menor que uno (Norma Ecuatoriana de la Construccion, 2014).

2.2.2. Pórticos especiales arriostrados concéntricamente

Los pórticos especiales arriostrados concéntricamente (PEAC) es un sistema estructural compuesta por una armadura vertical formada a partir de los ejes centroidales de cada miembro que llegan a una junta para resistir cargas laterales, sus miembros están diseñados para soportar cargas axiales en el rango elástico, pero al momento de un sismo se espera que el sistema formado por diagonales desarrolle grandes deformaciones inelásticas (Norma Ecuatoriana de la Construccion, 2014).

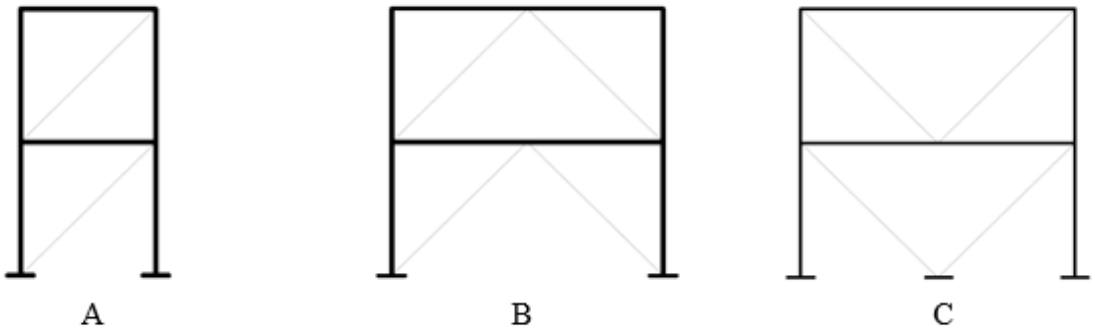


Ilustración 24. PEAC. A arriostramiento simple, B arriostramiento Chevron V invertida, C Arriostramiento Chevron en V

Fuente: NEC-SE-AC, pg 53.

2.2.3. Pórticos arriostrados excéntricamente

Los pórticos arriostrados excéntricamente (PAE) tiene una estructuración similar a los sistemas estructurales PEAC la diferencia radica en el término vinculo, que es un segmento de viga que es aislado por lo menos por uno de los extremos de la diagonal, prácticamente consiste en una mezcla de pórticos resistentes a momento y pórticos arriostrados concéntricamente, resistiendo cargas laterales mediante un pórtico y una armadura (Norma Ecuatoriana de la Construccion, 2014).

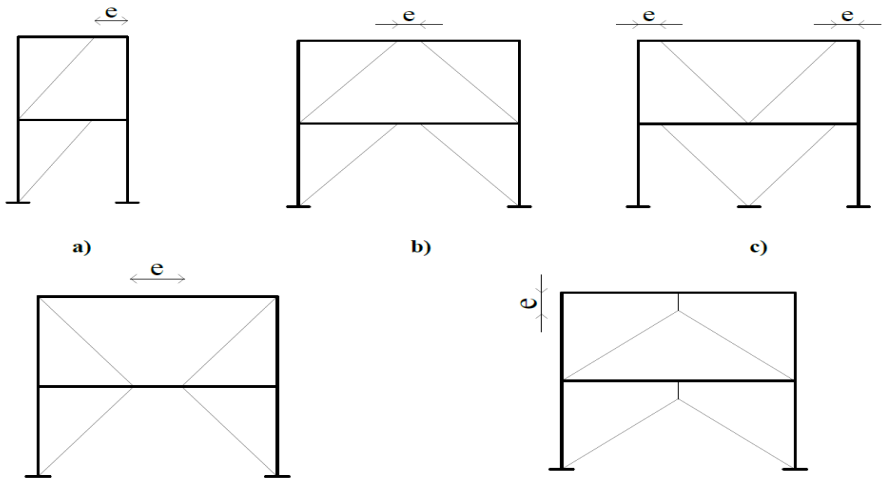


Ilustración 25. Pórticos Arriostrados Excéntricos más Comunes

Fuente: NEC-SE-AC, pg 62.

2.3 Conexiones

El sismo producido en Northridge en el año 1994 marcó un antes y un después para las conexiones en estructuras metálicas, luego de una revisión exhaustiva en decenas de edificios afectados por el sismo se detectó fracturas frágiles en los PEM, que impidió la formación de rotulas plásticas dúctiles en las vigas. Luego de varios estudios realizados por universidades y la asociación Junta Empresarial (SAC) auspiciados por FEMA teniendo como resultado varias causas, que conllevaron a una reforma y aplicación de nuevas recomendaciones para el diseño para los PEM, así como demostrar mediante ensayos que las conexiones a momento son capaces de tener una ductilidad adecuada (Norma Ecuatoriana de la Construccion, 2014).



Fractura en la conexión Fractura en Columna

Ilustración 26. Fotos de las fracturas en estructuras PostNorthridge

Fuente: AISC Seismic Design Module 2 -2007

2.3.1 Tipos de Conexiones

2.3.1.1 Conexiones Empernadas

Este tipo de conexión se caracteriza por conectar elementos metálicos mediante un proceso mecánico en estado natural de los elementos estructurales, este tipo de conexiones requieren de pernos y agujeros que están estandarizados bajo normativa y cuidadosamente elaborados fuera de

la obra, siendo así una de las principales ventajas a la hora del montaje, además se admite un nivel bajo de mano de obra para su montaje, nos brinda mayor facilidad para ser remplazado en el caso de una falla, actualmente la incorporación de pernos de alta resistencia ha permitido mayor aceptación en el mercado de este tipo de conexiones por su mejor respuesta, también presenta ciertas desventajas como mayor costo por la fabricación en taller y mayor peso para la estructura. Según como se transmiten las cargas las conexiones empernadas pueden ser de tipo aplastamiento o deslizamiento crítico, las primeras hablan de un apriete ajustado que permite que las placas o elementos a unir queden en contacto directo, mientras que las de deslizamiento se manejan mediante un torque especifico de ajuste.



Ilustración 27. Conexión Empernada

Fuente: Conexiones Empernadas 1, Scribd

2.3.1.2 Conexiones Soldadas

Estas conexiones requieren de procesos estandarizados para la unión de partes metálicas mediante la aplicación de calor para fundir las superficies de los extremos de los miembros a conectar, formando una unión homogénea. La fuente de calor la origina la resistencia del metal al contacto con corriente eléctrica (McCormac & Csernak, 2012).

Las conexiones soldadas presentan ciertas ventajas como la economía ya que a diferencia de las conexiones atornilladas no se requiere de placas de unión y pernos lo que minimiza los costos y a su vez reducir el peso de la estructura, su área de aplicación es mayor para casos un poco más

complejos como conectar una columna de sección tubular a otros elementos estructurales, la rigidez es un punto a favor ya que los elementos se unen directamente entre ellos es decir presentan continuidad que a diferencia de la unión por placas que hace más flexible a la conexión.

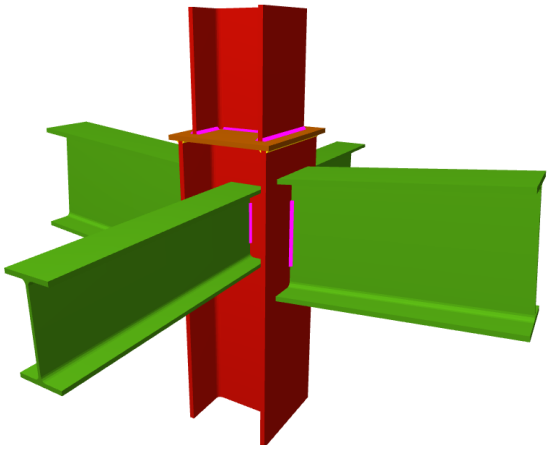


Ilustración 28. Conexión soldada Columna a dos vigas perpendiculares y dos vigas diagonales

Fuente: Cype Ingenieros SA. http://uniones.cype.es/ampliadas/union_I_soldada_1072.htm

2.3.1.2.1 Tipos de soldadura

Existen dos mecanismos de soldaduras las de arco y las de gas, siendo la primera la más utilizada para la soldadura estructural.

La soldadura por gas consiste en quemar oxígeno y un gas que comúnmente es el acetileno mediante un mechero para la unión de dos elementos estructurales, este tipo de soldadura es demoroso pero barato, pero es utilizado para reparaciones o mantenimiento mas no para soldar estructuras de gran envergadura.

Por su parte la soldadura de arco o de fusión es un proceso de unificación entre un metal base como es el extremo de un elemento estructural y un metal aportado llamado electrodo que mediante el uso de calor estos alean. (McCormac & Csernak, 2012).

Para los perfiles laminados en frio se utiliza soldadura de fusión y existen varios tipos como soldaduras de penetración, punto, costura, filete y penetración abierta.

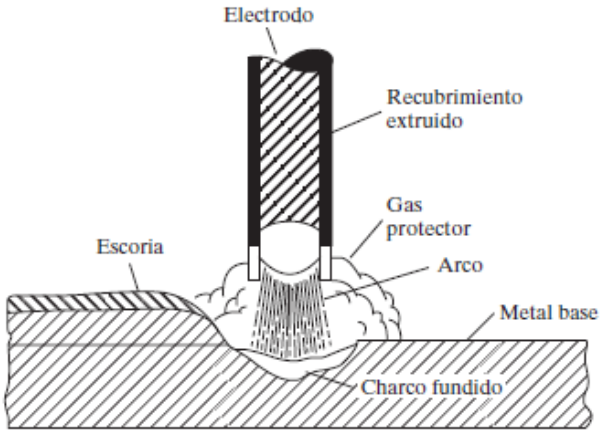


Ilustración 29. Soldadura por arco metálico protegido

Fuente: McCormac. Conexiones Soldadas pg. 473

2.3.1.2.1.1 Soldadura de filete

Este tipo de soldaduras son utilizadas al ser las más económicas ya que no requiere mayor preparación de las partes a conectar además requiere de personal poco experimentado, estas se realizan en miembros que se traslapan o en juntas t (McCormac & Csernak, 2012).

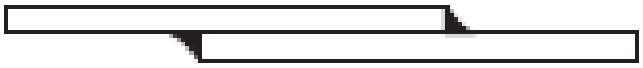


Ilustración 30. Soldadura de filete traslapada

Fuente: McCormac. Conexiones Soldadas pg. 478

2.3.1.2.1.2 Soldadura de ranura

La soldadura de ranura ha demostrado ser más resistente que las soldaduras de filete, consiste en realizar una ranura entre los miembros que se van a conectar, lo ideal para utilizar este tipo de soldadura seria que los elementos se encuentren alineados en un mismo plano cosa que en lo experimental no sucede, suelen ser utilizadas en empalmes de columnas y conexiones a tope de patines de vigas a columnas. Estas pueden ser de penetración completa o parcial, la primera va en

todo el espesor de las partes conectadas mientras que la segunda solo en la parte del espesor de los miembros (McCormac & Csernak, 2012).

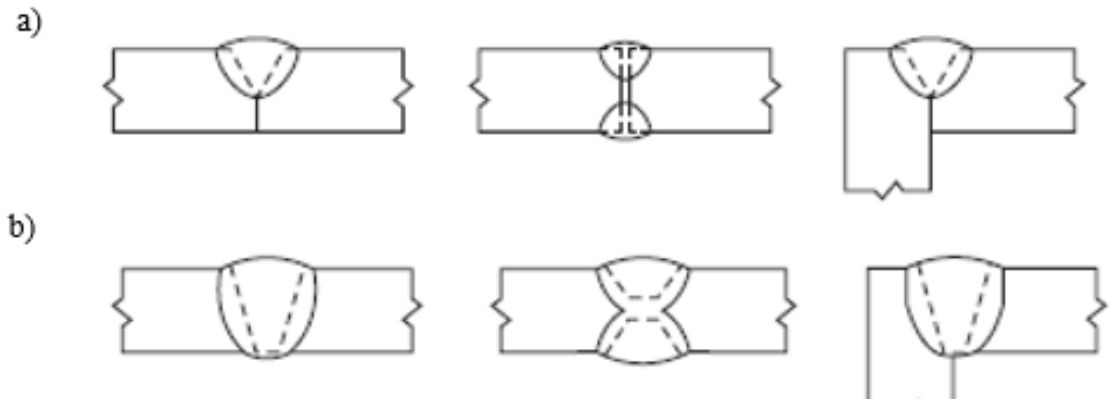


Ilustración 31. Soldadura de Ranura penetración parcial (a) y penetración completa (b)

Fuente: McCormac. Conexiones Soldadas pg. 478

2.3.1.2.1.3 Soldadura de tapón

Es una soldadura circular que penetra completamente el miembro para unirlos, no son recomendadas para fines estructurales, sino para casos de traslapes donde se desconoce la longitud del filete de soldadura (McCormac & Csernak, 2012).

2.3.1.2.1. Soldadura de muesca

Este tipo de soldadura puede ser de penetración total o parcial y consiste en unir un miembro con otro a partir de una muesca o agujero alargado, tampoco es recomendada para estructuras, ya que no es adecuada para transmitir fuerzas de tensión ortogonales al área de contacto (McCormac & Csernak, 2012).

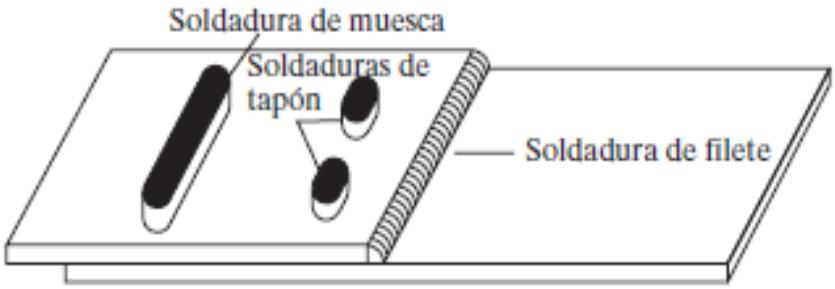


Ilustración 32. Soldadura de muesca y de tapón

Fuente: McCormac. Conexiones Soldadas pg. 478

2.3.2 Clasificación de las Conexiones

Según la AISC 360-16 las conexiones se clasifican en conexiones simples y conexiones a momento

2.3.1.1 Conexiones Simples

"Estas conexiones presentan una rigidez flexional menor a 2EI/L de la viga, de modo que su capacidad de transferir momento es despreciable. A su vez estas se subclasifican en conexiones a tracción, compresión y a corte en pórticos" (ROJAS, 2017).

2.3.1.2 Conexiones a Momento

2.3.1.2.1 Conexiones parcialmente restringidas

Por sus siglas en inglés (PR, Partially Restrained) "son conexiones capaces de transferir momento, sin despreciar la rotación entre los elementos conectados. Esta condición se presenta con conexiones cuya rigidez flexional está comprendida entre 20EI/L y 2EI/L de la viga" (ROJAS, 2017).

2.3.1.2.2 Conexiones restringidas

Por sus siglas en inglés (FR, Full Restrained), "que son aquellas que transfieren momento con una rotación relativa despreciable entre los miembros conectados. Usualmente se considera que esta variable de rigidez flexional de la conexión sea igual o mayor que 20EI/L de la viga" (ROJAS, 2017).

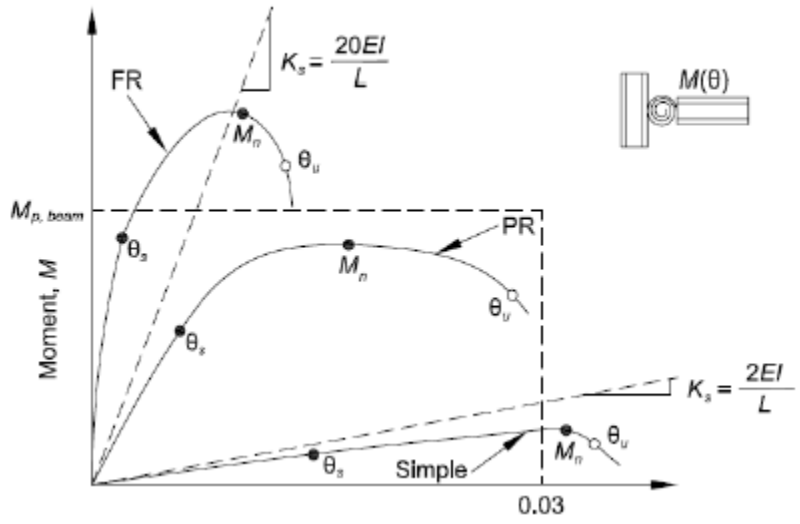


Ilustración 33. Diagrama Momento - Rotación para conexiones simples, PR y FR

Fuente: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. or Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois: AISC. 2010.

2.3.3 Conexiones Precalificadas

Las conexiones precalificadas son todas las conexiones que cumplen con los parámetros estipulados por la norma AISC 341-16, que han sido desarrolladas mediante diversos ensayos verificados y validados para el uso estructural, en la que estipula que para pórticos resistentes a momento con capacidad de disipación de energía moderada el ángulo de deriva de piso debe ser como mínimo de 0.02 radianes mientras que a los pórticos resistentes a momento especiales el mínimo de este ángulo de deriva de piso es de 0.04 radianes. La resistencia a flexión de la conexión en la cara de la columna sea igual o menor que el 80 por ciento del momento plástico de la viga conectada para los ángulos de deriva de piso antes mencionados según el caso (ROJAS, 2017).

2.3.3.1 Conexiones Precalificadas según Fema 350

La agencia federal para el manejo de emergencias clasifico en nueve conexiones precalificadas soldadas y pernadas (FEMA, 2000).

Tabla 3. Conexiones Precalificadas Fema 350

categoría	Descripción de la conexión	Abreviatura	Sistema Permitido
Soldada y totalmente restringida	Welded Unreinforced Flanges Bolted Web - Alas Soldadas No reforzadas - Alma Apernada	WUF - B	OMF
Soldada y totalmente restringida	Welded Unreinforced Flanges Bolted Web - Alas Soldadas No reforzadas - Alma Apernada	WUF - W	OMF, SMF
	Free Flange - Ala Libre	FF	OMF, SMF
Soldada y totalmente restringida	Welded Flange Plate - Placa soldada al Ala	WFP	OMF, SMF
	Reducted bean Section - Viga de sección reducida	RBS	OMF, SMF
Apernada y totalmente restringida	Bolted, Unstiffened end plate - Placa extrema apernada no atiesada	BUEP	OMF, SMF
	Bolted, Stiffened end plate - Placa extrema apernada atiesada	BSEP	OMF, SMF
	Bolted, Flanges plates - Placa apernadas a las alas	BFP	OMF, SMF
	Bolted, Flanges plates - Placa apernadas a las alas	DST	OMF, SMF
SMF: Special Moment Frames (DES) IMF: Intermediate Moment Frames (DMO)			

Fuente: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA (2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. FEMA 350. Federal Emergency Management Agency. SAC Joint Venture, Washington, E.U.

2.3.3.2 Conexiones Precalificadas según AISC 358-10

Por su parte la AISC 358-10 clasifica en 7 las conexiones que son precalificadas pernadas y soldadas.

Tabla 4. Conexiones Precalificadas AISC 358-10

CONEXIONES PRECALIFICADAS		
Conexión	Capítulo	Sistema
Vigas de sección reducida RBS	5	SMF, IMF
Placa extremo no atiesada BUEEP	6	SMF, IMF
Placa extremo atiesada BSEEP	6	SMF, IMF
Cubre placas pernada BFP	7	SMF, IMF
Aletas y alma soldada sin refuerzo WUF-W	8	SMF, IMF
Ménsula Kaiser pernada KBB	9	SMF, IMF
Conexión ConXtech ConXL	10	SMF, IMF
SMF: Special Moment Frames (DES) IMF: Intermediate Moment Frames (DMO)		

Fuente: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. or Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois: AISC. 2010.

2.3.4 Zona Protegida

“Es un sector de un miembro que va a estar sometido deformaciones inelásticas importantes por lo cual no debe ser perturbada por otros sistemas operativos de la estructura, por lo cual presenta restricciones respecto a su fabricación y elementos no autorizados en el diseño” (Norma Ecuatoriana de la Construccion, 2014).

2.3.5 Arriostramiento en Conexiones

Según la norma ecuatoriana de la construcción en acero el arriostramiento en las conexiones es requerido cuando la columna presenta un comportamiento elástico fuera de la zona de panel y cuando las almas de la viga y la columna se encuentran en el mismo plano (Norma Ecuatoriana de la Construccion, 2014).

2.3.5.1 Zona de panel

Es el área formada en el alma de la columna por las alas de la columna y la proyección de las alas de la viga a través de la conexión, cuando se requiere de atiesadores transversales la zona de panel está delimitada verticalmente por las alas de la columna y horizontalmente por placas de continuidad, está zona está sometida a fuerzas axiales, cortantes y momentos que provienen de los elementos conectados (Norma Ecuatoriana de la Construccion, 2014).

La resistencia por corte de la zona de panel se determina mediante el cortante generado por las fuerzas gravitacionales y los momentos probables producidos en la cara de la columna obtenidos a partir de los momentos generados en las rotulas plásticas de la viga (Norma Ecuatoriana de la Construccion, 2014).

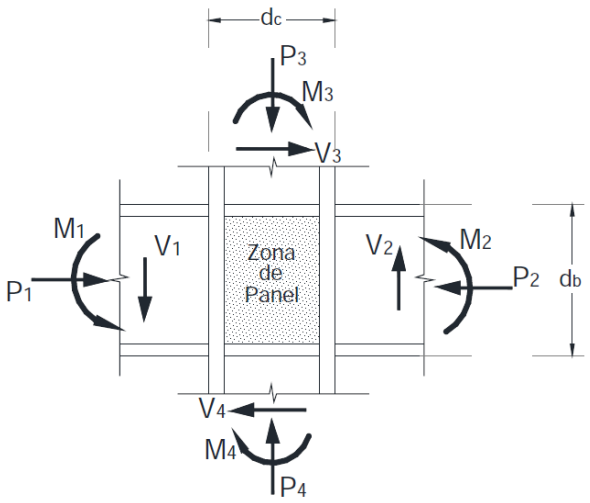


Ilustración 34. Zona de panel y sus fuerzas Internas para carga lateral en un PEM

Fuente: NEC-SE-AC Estructuras de Acero, pg 50.

2.3.5.2 Placas de Continuidad

Las placas de continuidad o rigidizadores transversales son elementos metálicos tipo placa utilizados para dar continuidad y reducir la concentración de esfuerzos en la zona de panel, estas placas se colocan siguiendo el mismo plano de las alas de la viga, conectándose al alma de la columna mediante soldadura de ranura de penetración completa.

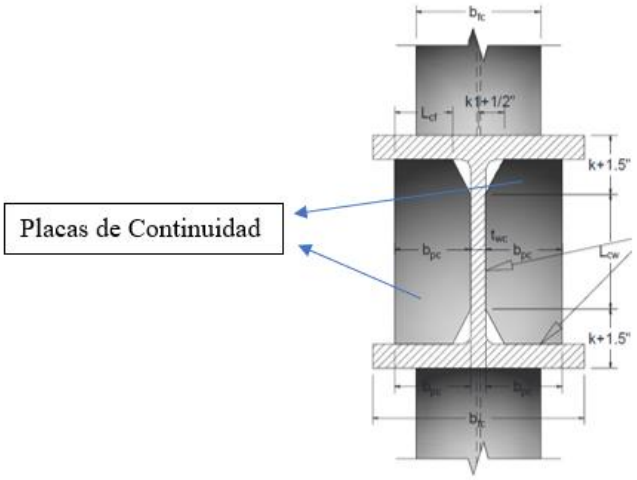


Ilustración 35. Placas de Continuidad o Atiesadores Transversales

Fuente: Adaptado de PERALTA H. M. Diseño de Conexiones de Estructuras de Acero Actualizado al Reglamento de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Trabajo de grado, Magister en Ingeniería estructural. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, 2015. 433 p.

Las placas de continuidad son de suma importancia cuando se generan condiciones de momento en la viga ya que esto genera una fuerza de tracción en el ala superior de la viga y una fuerza de compresión en el ala inferior de la viga, permitiendo así que las placas generen una mejor distribución de los esfuerzos generados por dichas cargas. Las placas de continuidad o atiesadores transversales deben tener dimensiones estipulados en la normativa, para el caso en que a una columna lleguen dos vigas en el mismo eje, el espesor de la placa de continuidad será igual al espesor del ala de la viga y en el caso de tener dos espesores diferentes en las alas de las vigas conectadas se tomara el mayor espesor, cuando solo llega una viga a la columna el espesor del atiesador transversal deberá ser mayor o igual a la mitad del espesor del ala de la viga.

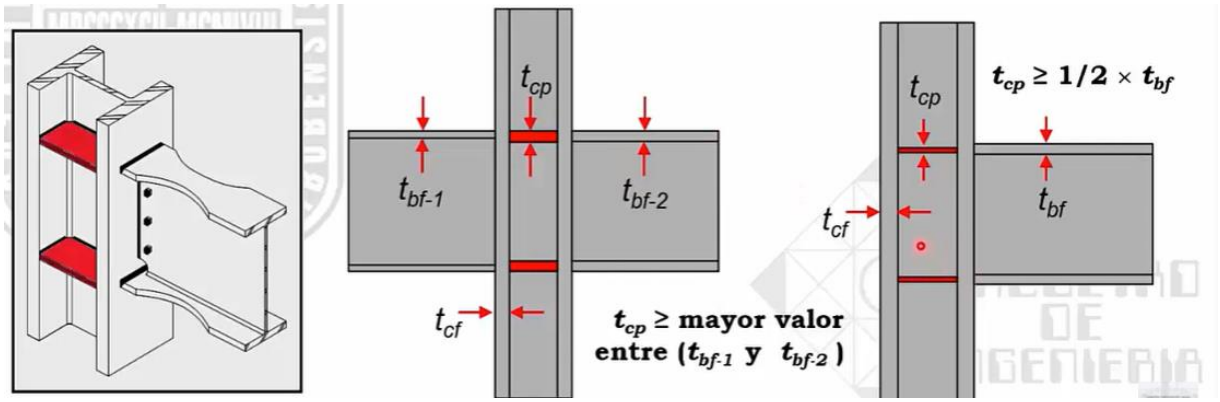


Ilustración 36. Placa de continuidad para viga de sección reducida

Fuente: Freddy Lanza, Diseño de planchas extremas

2.3.5.2.1 Concentración de esfuerzos

Es un fenómeno producido por la presencia de concentradores de esfuerzos es decir cambio abrupto de la geometría de un miembro, la presencia de agujeros, soldaduras, etc. Todo esto

conlleva a un problema con el flujo de los esfuerzos el cual concentra mayor esfuerzo en cierta área que en otra.

Con las placas de continuidad se busca un mejor trabajo en conjunto de la conexión para brindar una mejor respuesta ante los esfuerzos a las que va a estar sometida, brindando así una mejor distribución de esfuerzos.

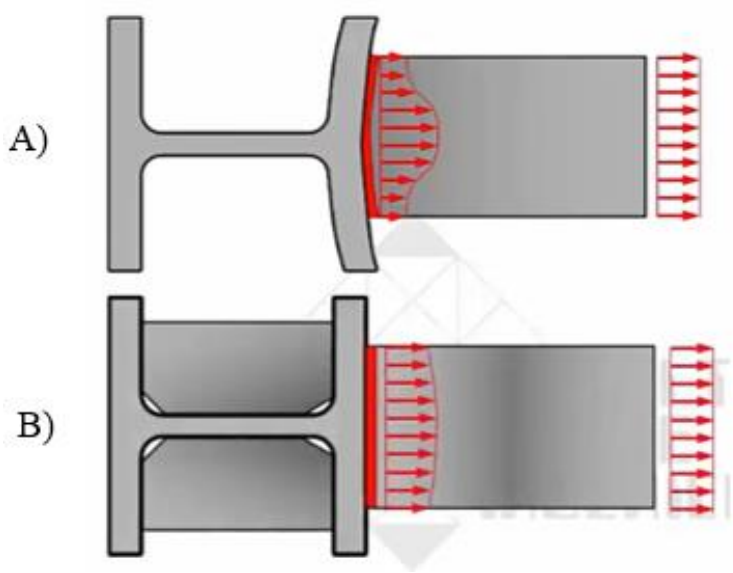


Ilustración 37. distribución de Esfuerzos, A) conexión sin Placas de Continuidad, B) conexión con Placas de Continuidad

Fuente: Fuente: Freddy Lanza, Diseño de planchas extremas

Esta distribución de esfuerzos es factible realizar mediante un análisis estructural mediante software aplicando el método de elementos finitos, el cual consiste en dividir a los elementos o miembros en figuras conocidas y con dimensiones elegidas por el usuario, permitiéndonos así obtener una mejor percepción de nuestro modelo ante situaciones críticas de diseño.

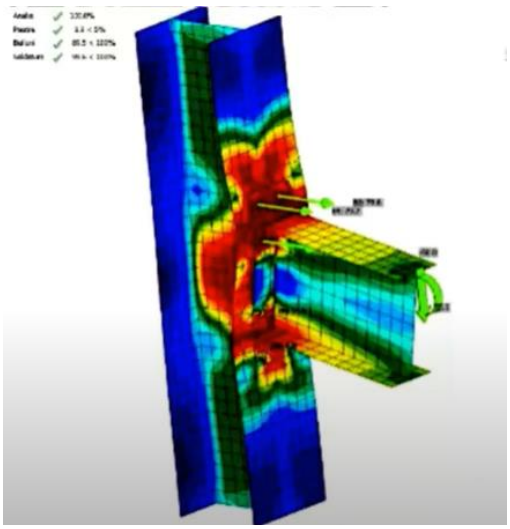


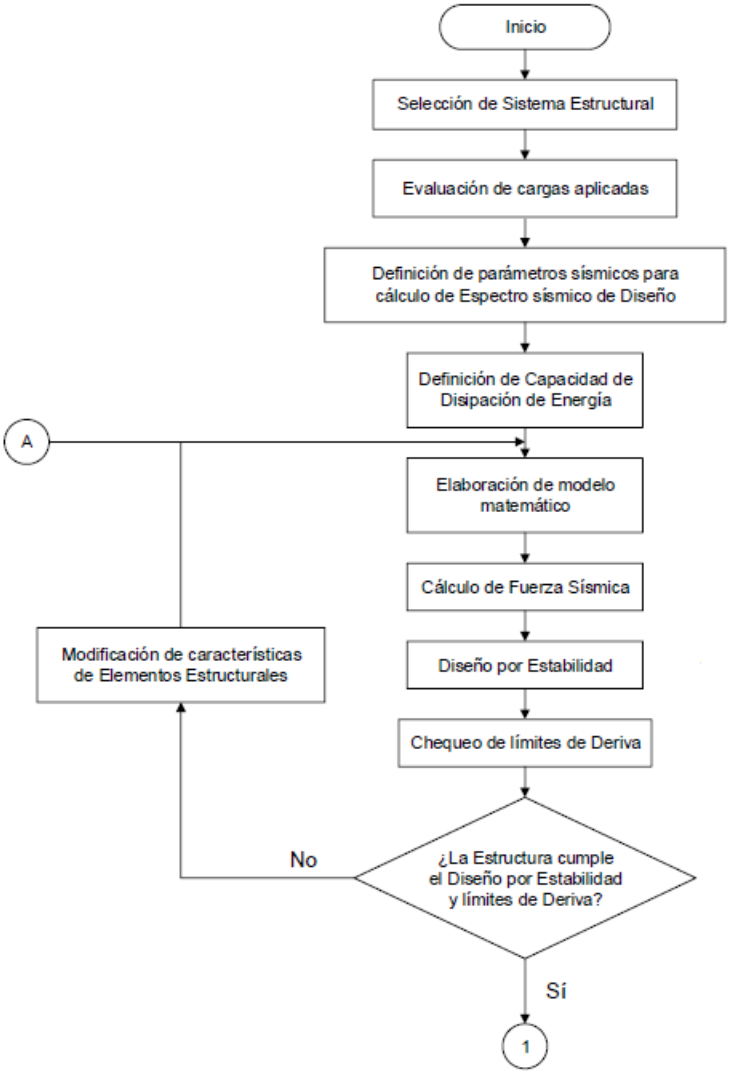
Ilustración 38. Modelo de conexión semirrígida por elementos finitos

Fuente: Fuente: Freddy Lanza, Diseño de planchas extremas

CAPITULO 3.- CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE UN PORTICO ESPECIAL A MOMENTO SMF

Para la evaluación de los atiesadores artesanales que es objeto de nuestra investigación se requiere de una metodología y evaluación previa de los miembros estructurales basados en criterios normativos que nos permitan generar un modelo de una estructura semejante a la realidad para la obtención de resultados más reales.

En la ilustración 43 se muestra un diagrama de flujo en el cual se muestra la secuencia para el diseño de una edificación de acero tomando en cuenta requisitos de resistencia requerida, bajo combinaciones de carga y requisitos de diseño sísmico.



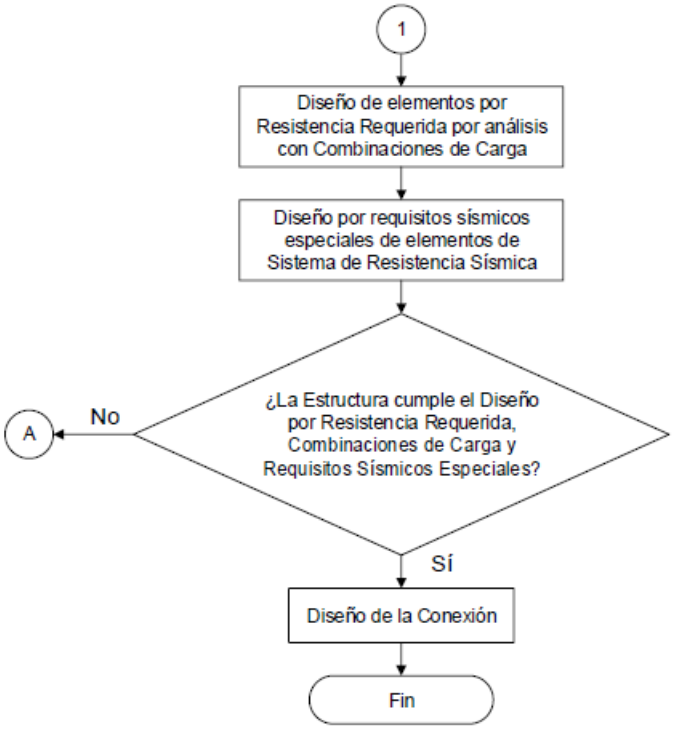


Ilustración 39. Diagrama de flujo Diseño de Edificación metálica

Fuente: Luis Garza, Conexiones precalificadas en Colombia pg.35

Siguiendo con este esquema como guía para el proceso de diseño de una edificación metálica más otros requerimientos y criterios estipulados en la NEC-SE-DS y NEC-SE-AC procedemos a definir el sistema estructural para nuestro modelo matemático, los materiales y secciones para nuestros elementos estructurales, las cargas a las que se someterá el modelo, con la finalidad de modelar la conexión con atiesadores artesanales y evaluar su respuesta ante estos requerimientos y así concluir si se considera como una alternativa de construcción.

3.1 Sistema Estructural

Para nuestra investigación el sistema estructural elegido es el sistema de pórticos especiales a momento tipo 1, la norma ecuatoriana de la construcción hace referencia a que las estructuras diseñadas con pórticos especiales a momento son eficientes a la hora de resistir deformaciones

inelásticas ante un evento sísmico, con este principio podemos generar puntos específicos en los elementos estructurales donde queremos que fallen en un principio, estos puntos son conocidos como rotulas plásticas, los cuales van a estar ubicados en la viga a una distancia determinada medida desde la cara de la columna y se espera también una articulación plástica en el pie de la columna.

Una estructura tipo 1 es aquella que está conformada por pórticos especiales a momento en su totalidad, es decir que difiere de la estructura tipo 2 ya que en este sistema únicamente los pórticos perimetrales son resistentes a momento.

3.2 Materiales y Secciones para Elementos Estructurales Principales

Para la selección del material hemos seguido las condiciones de la NEC de acero en la cual nos habla que para elementos en donde se espera una respuesta inelástica el mínimo esfuerzo de fluencia del material no debe exceder los 50 Ksi haciendo referencia a la viga ya que para el caso de la columna solo se busca plastificación en el pie de este miembro estructural por lo cual la norma permite un mínimo esfuerzo de fluencia de 65 Ksi.

Los tipos de acero más comunes y mayormente utilizados en el Ecuador según la especificación ASTM son el acero A36, A572 Gr 50 y A588 Gr 50.

Cassagne 2009 realizo un análisis estadístico con las propiedades mecánicas de estos tipos de acero tomando en cuenta los certificados de los fabricantes en Guayaquil y las especificaciones de la ASTM teniendo como resultado esfuerzos de fluencia y resistencia a la tensión mínimos medios y máximos para estos tipos de acero, sin embargo, la norma específica trabajar con los mínimos esfuerzos y de resistencia de los materiales tal como nos dice la norma americana.

Tabla 5. Esfuerzo de Fluencia y Resistencia a la Tensión según Cassagne (2009)

Especificación ASTM		Mínimo (Ksi)	Medio (Ksi)	Máximo (Ksi)
ASTM A36	Esfuerzo de Fluencia	36,00	47,12	63,00
	Resistencia a la tensión	51,00	64,74	84,00
	Fy/Fu %	56,00	73,00	98,00
ASTM A572 Gr 50	Esfuerzo de Fluencia	49,00	55,36	70,00
	Resistencia a la tensión	67,00	82,26	94,00
	Fy/Fu %	59,00	67,00	82,00
ASTM A588 Gr 50	Esfuerzo de Fluencia	50,00	58,38	73,00
	Resistencia a la tensión	71,00	81,26	90,00
	Fy/Fu %	62,00	72,00	87,00

Fuente: Adaptado de NEC Acero, pg. 26

Con toda la información propuesta anteriormente el material a utilizar tanto para la viga de sección I y la columna de sección tipo cajón el material a usar es el acero ASTM A36 con un esfuerzo de fluencia de 36 Ksi y resistencia a la tensión de 51 Ksi.

La NEC de acero presenta limitaciones que deben cumplir los perfiles para ser utilizados en pórticos especiales a momento, entre los cuales se requieren perfiles que sean sísmicamente compactos, que cumplan con las limitaciones en cuanto a peraltes, espesores, longitudes e incluso peso en el elemento.

Una sección se considera sísmicamente compacta cuando la relación ancho espesor b/t es menor que λp.

3.2.1 Sección Viga

Para la viga el tipo de perfil seleccionado es una sección IPE el cual es un perfil de sección I o doble T el cual se caracteriza por tener un espesor constante en las alas.

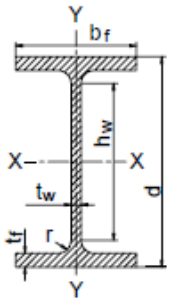


Ilustración 40. Perfil IPE

Fuente: Adoptado de Cirsoc

Tabla 6. Dimensiones para el perfil de la viga

Designacion	Dimensiones						Ag	Peso	X-X					Y-Y				
	d	bf	tf	hw	tw	r			Ix	Sx	rx	Qx	Zx	Iy	Sy	ry	Qy	Zy
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm2	Kg/m	cm4	cm3	cm	cm3	cm3	cm4	cm3	cm	cm3	cm3
400	400	180	13,5	331	8,6	21	84,5	66,3	23130	1160	16,5	654	1308	1320	146	3,95	113	226

Fuente: Adoptado de Cirsoc

Donde:

Ag: área bruta de la sección transversal

I: Momento de inercia de la sección respecto a los ejes principales

r: Radio de giro

S: Modulo resistente elástico de la sección

Q: Momento estático de media sección

Z: Modulo plástico de la sección

3.2.1.1 Verificación sección I sísmicamente compacta

Según la ANSI AISC 341-10 para elementos tipo Flexión en alas de vigas “I” roladas o armadas, canales y vigas "T" debe cumplir que. (AISC341-16, 2016)

$$\frac{b}{t} \leq 0.32\sqrt{{}^{E}/_{Ry * Fy}} \qquad Ec.1$$

E: Modulo de elasticidad

Fy: Esfuerzo de fluencia

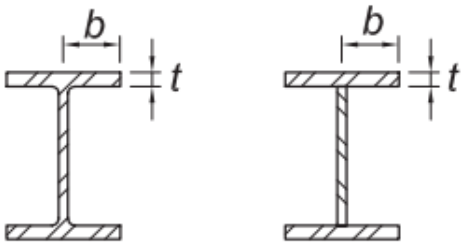


Ilustración 41. Relación ancho espesor miembros a compresión Sección I

Fuente: Adaptado ANSI AISC 341-16

El perfil seleccionado es un perfil IPE400 para el cual se realizó el chequeo de sección sísmicamente compacta (AISC341-16, 2016)

$$b = \frac{bf}{2} + \frac{tw}{2}$$

$$b = (90 + 6.75)mm = 96.75mm$$

$$t = tf = 13.5mm$$

Para el acero ASTM A36 el Módulo de Elasticidad (E) = 29000 Ksi y el esfuerzo de fluencia (Fy) = 36 Ksi.

$$\frac{b}{t} \leq 0.32\sqrt{{}^{E}/_{Ry * Fy}}$$

$$\frac{96.75}{13.5} \leq 0.32\sqrt{{}^{29000}/_{1.3 * 36}}\, Ksi$$

$$7.17 \leq 7.96 \text{ Cumple}$$

3.2.2 Sección Columna

Para la columna el tipo de perfil seleccionado es una sección tubo de sección cuadrada formada por placas correspondiente a un perfil estructural.

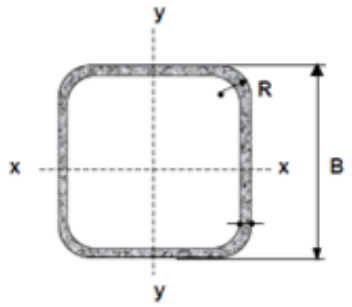


Ilustración 42. Perfil sección tubular cuadrada

Fuente: Adoptado de Cirsoc

Tabla 7. Dimensiones perfil tipo cajón cuadrado

B	**t**	**p**	**Ag**	**g**	**Ix=Iy**	**Sx=Sy**	**rx=ry**	**Zx=Zy**	**J**	**C**
mm	mm	m2/m	cm2	Kg/m	cm4	cm3	cm	cm3	cm4	cm3
400	8.00	1.57	123.79	97.18	31476.9	1573.8	15.95	1811.6	48111.5	2456.6
	10.00	1.57	153.42	120.44	38542.1	1927.1	15.85	2231.2	59168.4	3038.1
	12.00	1.56	182.53	143.29	45298.1	2264.9	15.75	2637.7	69834.5	3606.4
	14.00	1.55	211.11	165.72	51750.9	2587.5	15.66	3031.3	80108.7	4161.3

Fuente: Adoptado de Cirsoc

Donde:

B: Ancho exterior

t: espesor de la pared

p: Área exterior por metro lineal

A: Sección bruta

g: peso por metro lineal

I: Momento de inercia

S: Módulo elástico resistente

r: radio de giro

Z: Módulo plástico

J: Módulo de torsión

C: Constante torsional

3.2.2.1 Verificación sección tubo cuadrada sísmicamente compacta

Según la ANSI AISC 341-16 para elementos rectangulares, secciones cajón armadas debe cumplir que:

$$\frac{b}{t} \leq 0.65\sqrt{E/_{Ry * Fy}} \qquad Ec.2$$

E: Modulo de elasticidad

Fy: Esfuerzo de fluencia

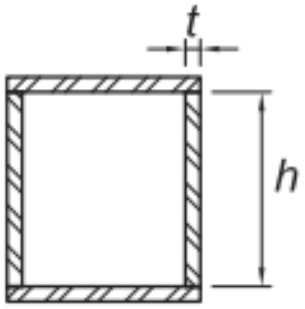


Ilustración 43. Relación ancho espesor sección tipo cajón rectangular

Fuente: Adaptado ANSI AISC 341-16

El perfil seleccionado es de 300x300x25 todas las dimensiones en mm para el cual se realizó el chequeo de sección sísmicamente compacta.

$$b = B - 2R = [B - (2 \times 2t)]mm$$

$$b = B - 2R = [300 - (4 \times 25)]mm$$

$$b = 200mm$$

$$\frac{b}{t} \leq 0.65\sqrt{E/_{Ry * Fy}}$$

$$\frac{250}{25} \leq 0.65\sqrt{29000/_{1.3 * 36}}$$

$$10 \leq 16.18 \quad Cumple$$

Los perfiles tanto para la columna como para la viga cumplen para un perfil de alta ductilidad y son sísmicamente compactos.

3.3 Análisis y Diseño de un Pórtico Resistente a Momento

Para el diseño de la conexión y por ende de los atiesadores artesanales, es necesario modelar una estructura con las secciones y materiales escogidos para nuestros miembros estructurales principales como son las vigas y las columnas y realizar un análisis y diseño sismorresistente mediante el software ETABS, y verificar si se cumplen con los requisitos de todos los miembros estructurales para pórticos resistentes a momento.

3.3.1 Geometría del Pórtico

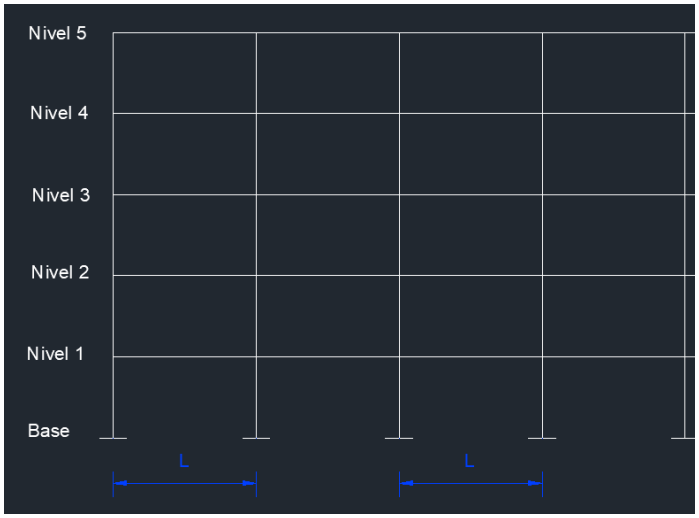


Ilustración 44. Geometría Pórtico SMF

Altura de piso

H = 3m

Longitud de los tramos

L = 5.3m

Número de niveles

$N_{pisos} = 5$

Número de tramos

$N_{tramos} = 4$

3.3.2 Creación del Modelo Estructural en Etabs

Una vez conocida la geometría de nuestro pórtico pasamos al programa ETABS primero determinamos la unidades en las que vamos a trabajar, este programa nos permite modificar las unidades en las que queremos trabajar y guardarlas para usarlas a nuestra conveniencia para nuestro caso hemos generado como unidades de fuerza Kgf y en unidad de longitud mm, cm, m para lo cual hemos grabado tres combinaciones de unidades Kgf-mm, Kgf-cm y Kgf-m, posteriormente generamos un mallado para dibujar sobre estas líneas guía nuestro pórtico.

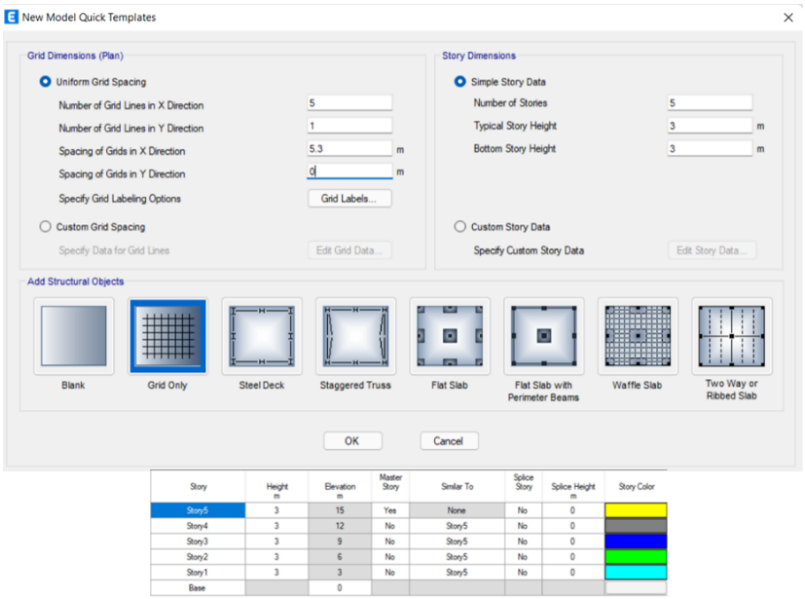


Ilustración 45. Creación de malla en Etabs

3.3.2.1 Definir materiales

El material asignado tanto para la viga como para la columna es el acero ASTM A36, este material con todas sus propiedades mecánicas ya lo tiene incluido el software ETABS ya que en un principio determinamos trabajar con la normativa AISC 341-16, sin embargo, hemos colocado manualmente el valor del módulo de elasticidad igual a 2100000 Kgf/cm^2, el Fy igual a 2530

Kgf/cm^2, Fu igual a 4080 Kgf/cm^2 para la determinación del mínimo esfuerzo de fluencia esperado la NEC de acero nos dice que es igual a Fy*Ry siendo este último término un factor igual a 1.3 mientras que para la mínima resistencia a la tensión esperada es igual a Fu*Rt siendo este último término un factor igual a 1.15, estos valores son exclusivos del acero ASTM A36.

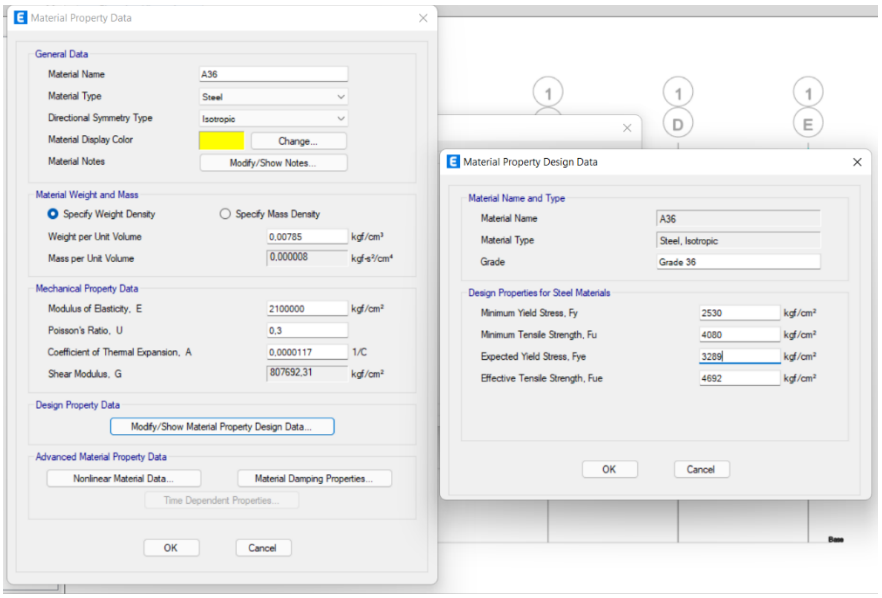


Ilustración 46. Ingreso de Propiedades del Material A36

3.3.2.2 Creación de perfiles

El perfil escogido para la viga fue un perfil IPE400 y para la columna un perfil tipo tubo de sección cuadrada de 300x300x25, ambos perfiles con secciones sísmicamente compactas.

Estos perfiles son comunes en toda Latinoamérica y para ubicarlos en el programa Etabs es necesario seleccionar el catálogo euro que son perfiles europeos.

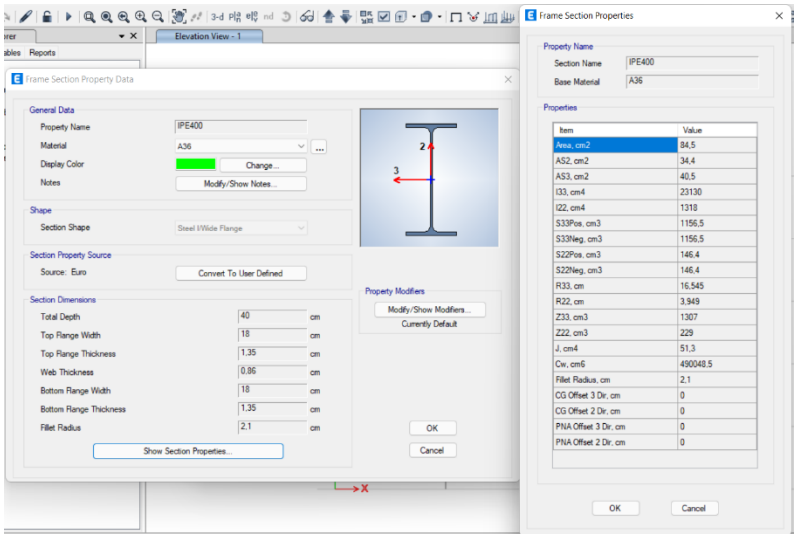


Ilustración 47. Propiedades de la Sección IPE400

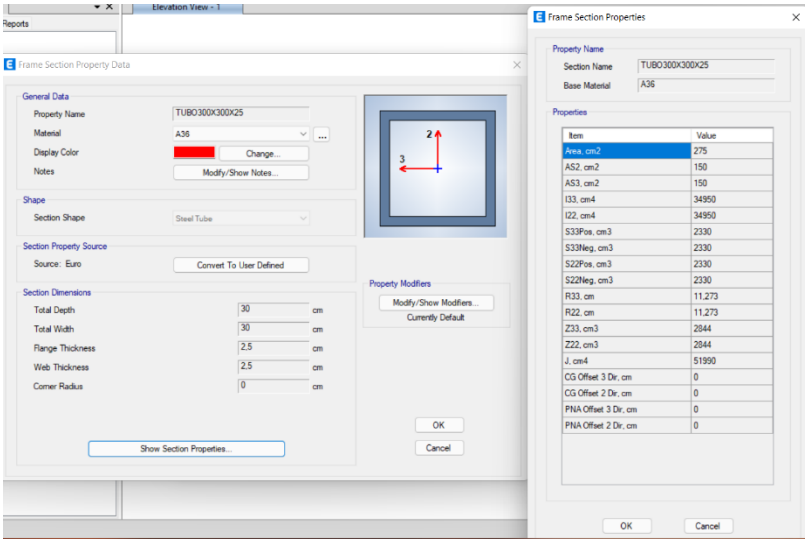


Ilustración 48. Propiedades de la Sección Tubo 300x300x25

3.3.2.3 Dibujo de Vigas y Columnas

Para este proceso se debe tomar en cuenta que para dibujar las columnas debemos colocar una vista en planta para colocar las columnas piso por piso, esto es fundamental para ver la orientación del perfil, sin embargo, al ser un perfil de sección tipo tubo nos es irrelevante, por su parte para dibujar las vigas debemos tener una vista en elevación y de igual manera las dibujamos piso por piso.

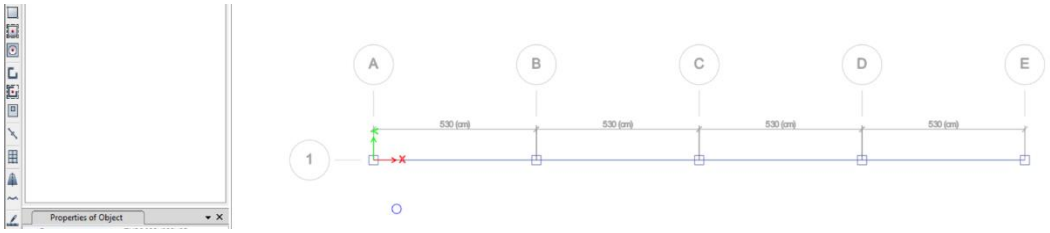


Ilustración 49. Columnas 300x300x25 Colocadas en el Piso 1

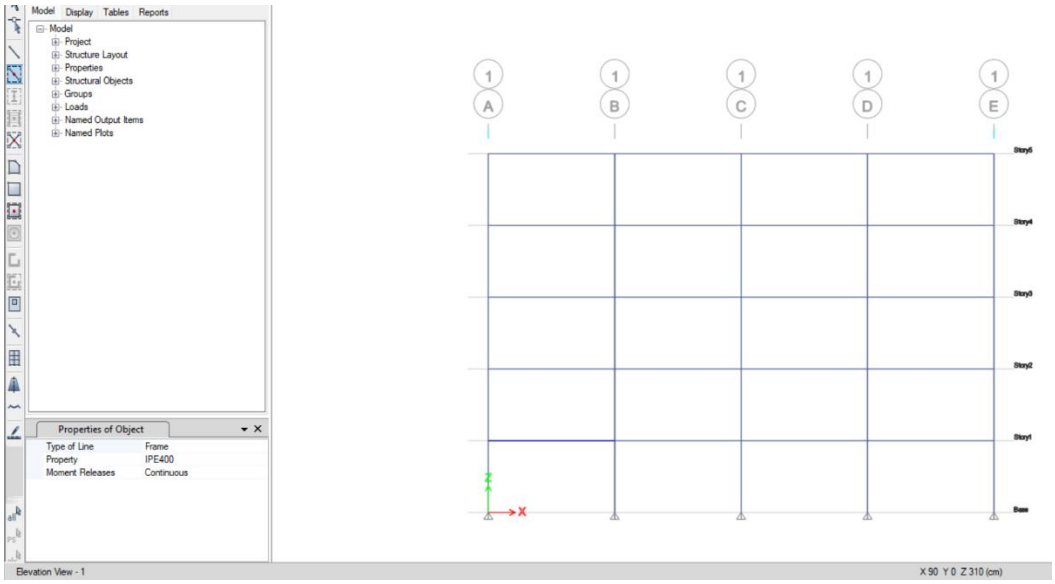


Ilustración 50. Vigas IPE400 colocadas en el Piso 1



Ilustración 51. Resumen del Modelo Aporticado

Por defecto el programa coloca en la base articulaciones por lo cual hemos cambiado la restricción a empotrado como se muestra en la ilustración 58.

3.3.2.4 Cargas y Combinaciones de carga

3.3.2.4.1 Carga Muerta

La carga muerta utilizada incluye el peso propio de la estructura, mamposterías, acabados e instalaciones sanitarias y es igual a 600 Kgf/m^2, para la carga distribuida lineal sobre las vigas se multiplico por la distancia del vano constante en todos los pórticos quedando 3180 Kgf/m.

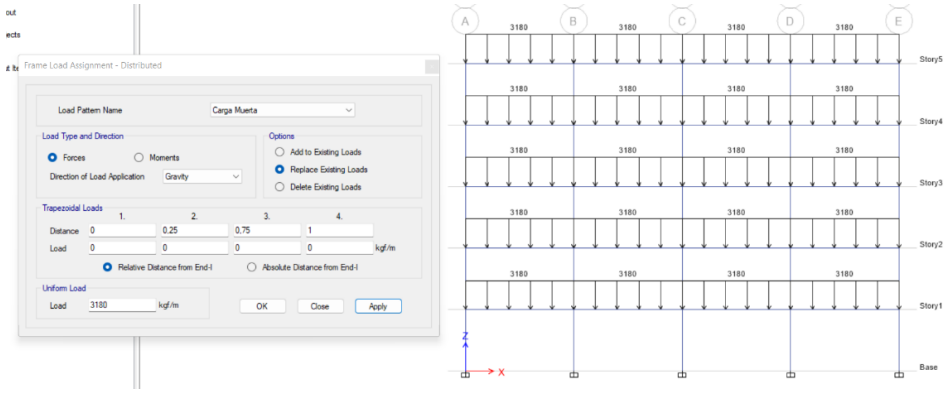


Ilustración 52. Carga muerta

3.3.2.4.2 Carga Viva

Para determinar la carga viva la NEC nos señala que para una edificación designada al uso de oficinas es igual a 240 Kgf/m^2, para determinar la carga distribuida lineal sobre las vigas se multiplico por la distancia del vano constante en todos los pórticos quedando 1272 Kgf/m

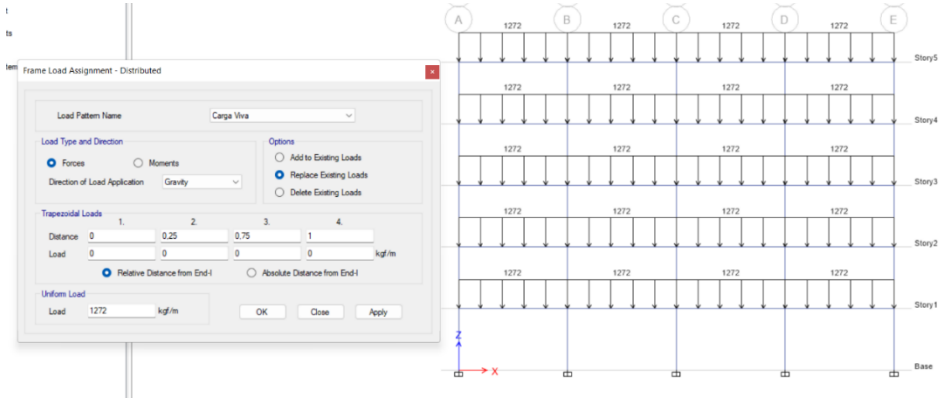


Ilustración 53. Carga Viva

Para la carga de sismo vamos a seguir los parámetros sísmicos de la NEC-SE-DS para definir nuestro espectro de diseño.

3.3.2.4.3 Espectro de respuesta

El programa cuenta con una variedad de códigos para definir el espectro de diseño según la zonificación la gran ventaja es que el programa cuenta con la NEC-SE-DS 2015 por lo cual tendremos que definir todos los parámetros necesarios para que el programa genere el espectro.

3.3.2.4.3.1 Factor z

Este factor representa la aceleración máxima en roca del sismo de diseño, el cual se representa como un porcentaje de la gravedad, para determinar este factor se ha realizado estudio de riesgo sísmico lo que ha llevado a generar un mapa clasificando a toto el territorio ecuatoriano en seis zonas sísmicas, siendo la de menor riesgo sísmico caracterizado como intermedio y la de mayor considerada como muy alta. (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

De acuerdo con la zonificación sísmica para la ciudad de Quito el factor Z corresponde a un valor igual a 0.4 siendo caracterizado de esta manera como una zona V de peligro sísmico alta.

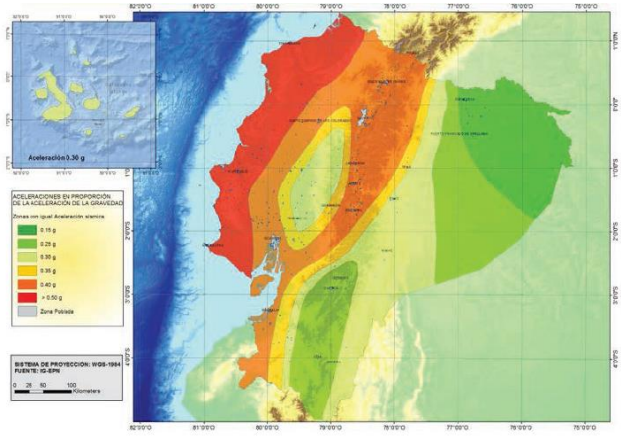


Ilustración 54. Mapa de Zonificación Sísmica del Ecuador

Fuente: NEC-SE-DS pg.27

3.3.2.4.3.2 Tipo de perfil del suelo

Para determinar el perfil del suelo sería necesario conocer exactamente el sitio de implantación de nuestra estructura y realizar ensayos para determinar el tipo de suelo sin embargo el objetivo de nuestro estudio es enfocado en la ciudad de Quito podemos decir que la mayoría del territorio de Quito está formado por cangahuas consecuencia de erupciones volcánicas, estas cenizas con el tiempo se han ido consolidando y dieron origen a una roca blanda, por esta razón hemos determinado un tipo de perfil del suelo tipo C.

Tabla 8. Tipos Perfiles de Suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	Vs ≥ 1500 m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > Vs ≥ 760 m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplen con el criterio de velocidad de la onda de cortante	760 m/s > Vs ≥ 360 m/s

Fuente: NEC-SE-DS pg.29

3.3.2.4.3.3 Coeficientes del perfil del suelo Fa, Fd y Fs

"Fa es un coeficiente de amplificación del suelo de la zona de periodo corto" este valor se encentra tabulado, para una zona sísmica tipo V y un perfil de suelo tipo C el valor de Fa es igual a 1.2 (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014).

Tabla 9. Factor de sitio Fa

Tipo del perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85
F	Ver Tabla de la NEC					

Fuente: NEC-SE-DS pg.31

"Fd es un coeficiente amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca" para una zona sísmica tipo V y un perfil de suelo tipo C el valor de Fa es igual a 1.11 (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

Tabla 10. Factor de sitio Fa

Tipo del perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Ver Tabla de la NEC					

Fuente: NEC-SE-DS pg.31

"Fs comportamiento no lineal del suelo" para una zona sísmica tipo V y un perfil de suelo tipo C el valor de Fa es igual a 1.11

Tabla 11. Factor de sitio Fs

Tipo del perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Ver Tabla de la NEC					

Fuente: NEC-SE-DS pg.32

3.3.2.4.3.4 Coeficiente η

Relación de amplificación espectral, η (S_a/Z, en roca), es un valor que cambia de acuerdo con la localización, η= 1.80 Toda la región de la Costa a excepción de Esmeraldas, η= 2.48 Toda la Sierra, Esmeraldas y Galápagos y η= 2.60 Toda la región Amazónica. Para la ciudad de Quito tendríamos un valor de η = 2.60 (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014).

3.3.2.4.3.5 Factor de importancia I

Este factor se determina con el fin de aumentar la demanda sísmica de diseño, según la NEC-SE-DS tenemos tres tipos de categorías para medir la importancia de una estructura, las edificaciones esenciales, estructuras de ocupación especial y otras estructuras, siendo esta ultima la que corresponde a todas las estructuras de edificación y tiene un factor de importancia igual a 1 (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014).

3.3.2.4.3.6 Factor de reducción de resistencia sísmica R

Este factor es aplicable únicamente a estructuras en las cuales se ha determinado un mecanismo de falla predecible (rotulas plásticas) y que tengan una ductilidad ideal, para pórticos especiales a

momento en acero laminados en caliente o con elementos armados de placas la norma nos da un Factor R igual a 8 (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014).

Tabla 12. Factor R

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismos resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras	7
Pórticos Resistentes a Momentos	
Pórticos especiales sismos resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas	8
Pórticos especiales sismos resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente	8

Fuente: NEC-SE-DS pg.65

Una vez que tenemos todos los datos los ingresamos en el programa para que genere automáticamente el espectro de respuesta.



Ilustración 55. Espectro de Respuesta

Una vez que tenemos la función espectral para el diseño definimos el caso de carga para sismo en el programa.

3.3.2.4.4 Carga por sismo

Para la carga por sismo vamos a crear un nuevo caso de carga donde la llamaremos (Sismo) en la cual seleccionaremos que el tipo de caso de carga es bajo un espectro de respuesta y de tipo aceleración y seleccionamos el factor de escala igual a la aceleración de la gravedad para un amortiguamiento del 5%.

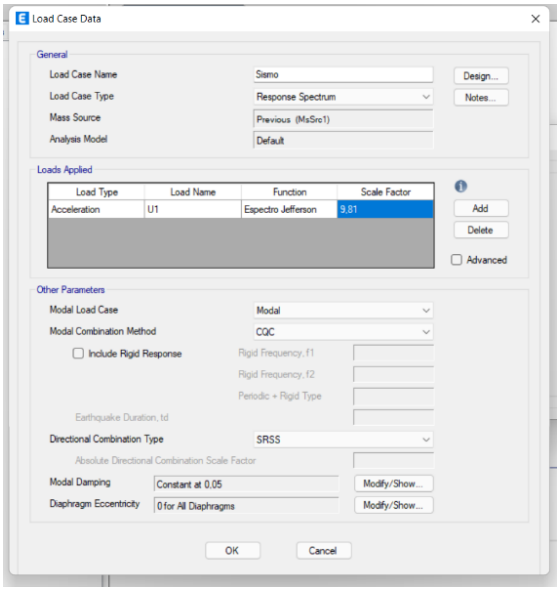


Ilustración 56. Caso de Carga Sísmica

A continuación, determinamos la masa con la que queremos que calcule esa fuerza sísmica para esto seleccionamos el 100% de la carga muerta como nos dice la NEC

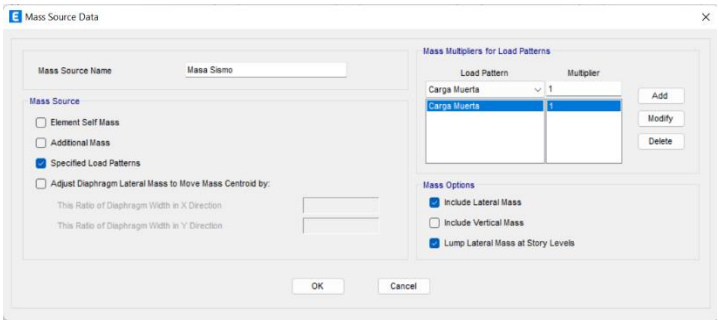


Ilustración 57. Porcentaje de Masa para el Cálculo de la Fuerza Sísmica

3.3.2.4.5 Combinaciones de carga

Para las combinaciones de carga es necesario tomar en cuenta que la carga sísmica está compuesta por dos componentes una vertical y una horizontal, para no definir el espectro para determinar la componente vertical de la fuerza sísmica, podemos incrementar o disminuir la componente de la carga permanente o carga muerta ya que esta componente vertical tiene valores positivos y negativos, es decir para el caso en que la carga permanente está afectada por un coeficiente mayor a uno el programa automáticamente aumenta a este coeficiente un valor de 0.2*SDS que es un coeficiente de aceleración para periodos cortos, el cual se obtiene a partir de la meseta del espectro de respuesta, para el caso en que la carga permanente esta multiplicada por un factor menor a 1 a este valor se resta el 0.2*SDS consiguiendo así en estos dos casos combinaciones de carga críticas. El programa genera automáticamente 5 combinaciones de carga para un diseño con elementos de acero.

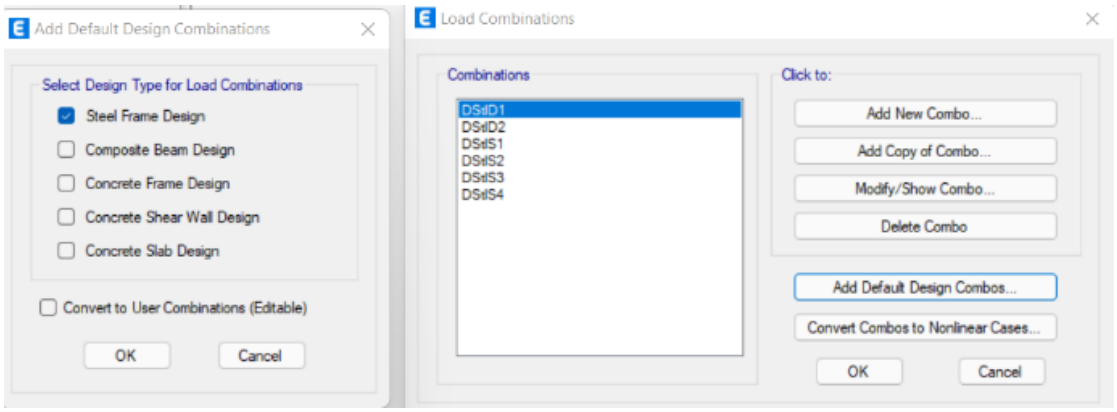
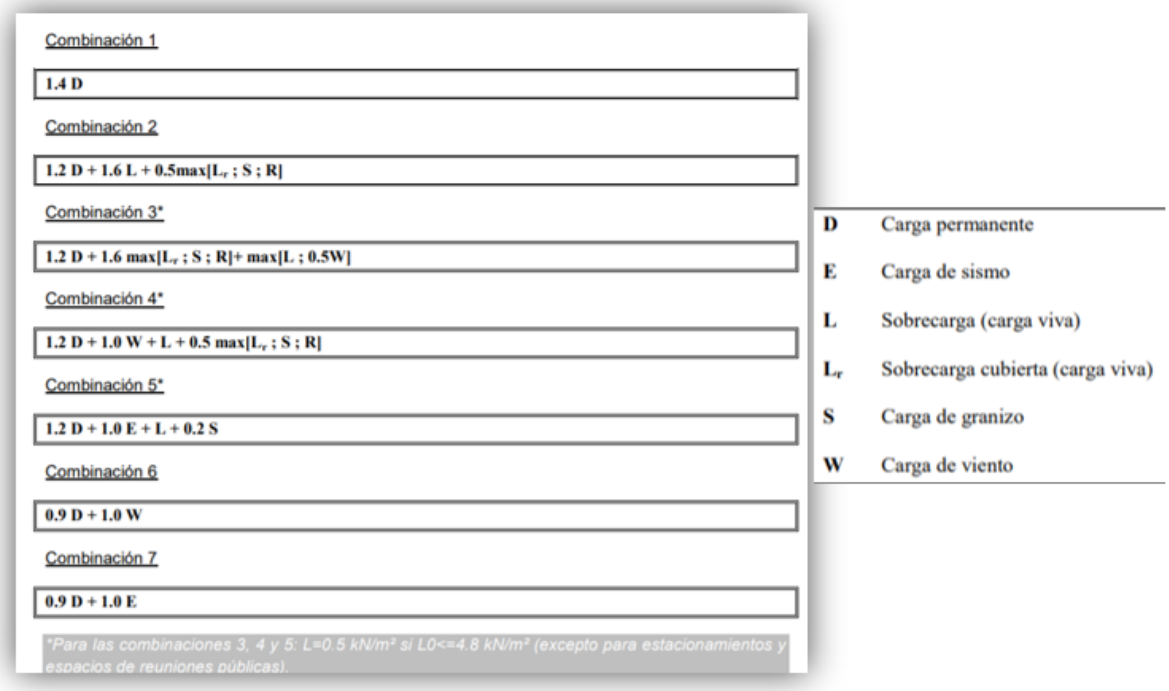


Ilustración 58. Combinaciones de Carga Generadas para Estructuras de Acero

A continuación, vamos a editar estas combinaciones de acuerdo con las combinaciones que maneja la norma ecuatoriana de la construcción.



Combinación 1

1.4 D

Combinación 2

1.2 D + 1.6 L + 0.5max[L_r ; S ; R]

Combinación 3*

1.2 D + 1.6 max[L_r ; S ; R]+ max[L ; 0.5W]

Combinación 4*

1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[L_r ; S ; R]

Combinación 5*

1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S

Combinación 6

0.9 D + 1.0 W

Combinación 7

0.9 D + 1.0 E

*Para las combinaciones 3, 4 y 5: L=0.5 kN/m² si L0<=4.8 kN/m² (excepto para estacionamientos y espacios de reuniones públicas).

D	Carga permanente
E	Carga de sismo
L	Sobrecarga (carga viva)
L_r	Sobrecarga cubierta (carga viva)
S	Carga de granizo
W	Carga de viento

Ilustración 59. Combinaciones de Carga Estado Ultimo de Resistencia

Fuente: Adaptado de NEC-SE-CG pg. 19

Para nuestro modelo utilizaremos las combinaciones

Comb1: 1.4 D (Combinación 1)

Comb2: 1.2 D +1.6 L (Combinación 2)

Comb3: (1.2 + 0.2SDS) D + 1.0 E +1.0 L (Combinación 5*)

Comb4: (0.9 – 0.2SDS) D + 1.0 E (Combinación 7)

También el programa automáticamente genera combinaciones de servicio como CombS1: D y CombS2: D + L, que las dejaremos por fines prácticos.

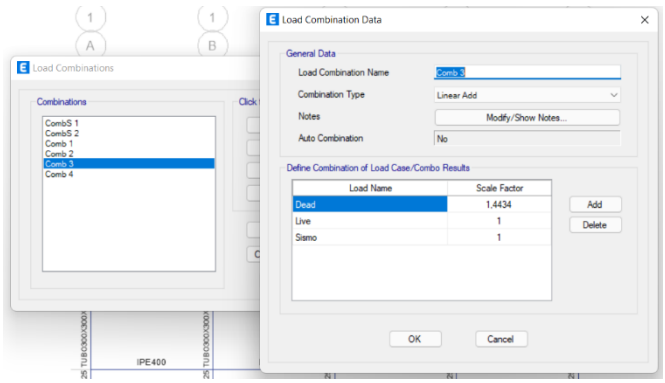


Ilustración 60. Combinación de Carga 3

3.3.2.5 Análisis del modelo matemático de la estructura SMF

Una vez que tenemos ya generado nuestro modelo y le hemos aplicado todas las cargas procedemos a chequear los resultados que arroja el programa.

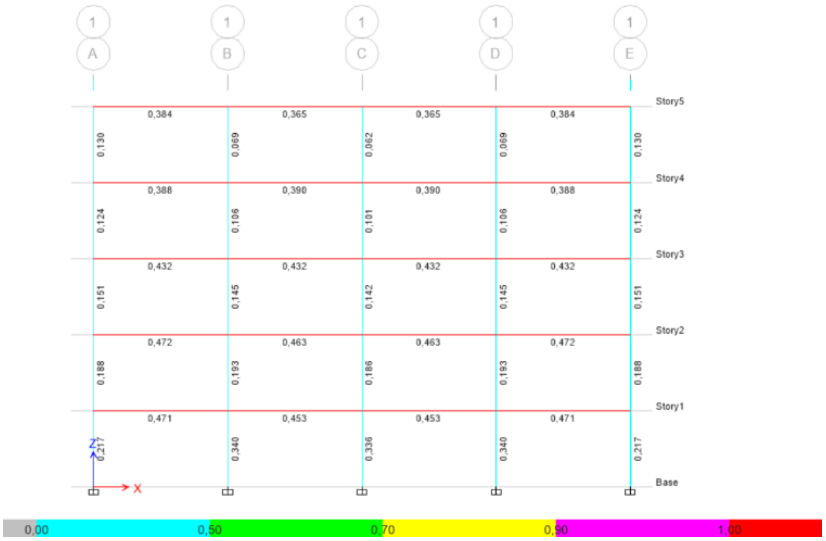


Ilustración 61. Eficiencia de los elementos Estructurales

Como podemos observar en la ilustración 61. Todos los elementos estructurales tanto vigas como columnas están trabajando por debajo del 100 % lo cual es lo ideal, sin embargo, podemos notar que el programa pinta con color rojo las vigas, al dar un clic sobre cualquiera de ellas verificamos que el programa nos dice que para las combinaciones de carga 3 y 4 la relación Lb/ry es mayor que 0.095*(E/Ry*Fy) lo cual no cumple con la sección D1.2b de la AISC 341-16.

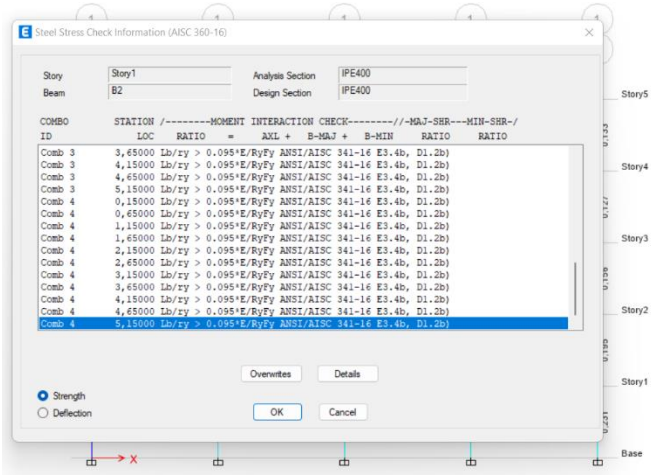


Ilustración 62. Chequeo de las vigas

Como estamos realizando un modelo en el plano el programa entiende que la distancia Lb es la longitud total de la viga, para la combinación de carga 3 y 4 no cumple con la condición antes mencionada para lo cual se necesita de un arriostramiento lateral de la viga para evitar el fenómeno del pandeo lateral torsional de la viga esto se puede solucionar con atiesadores laterales o correas que arriostren tanto el patín superior como inferior de la viga, o a su vez modificar las dimensiones de la sección de la viga.

La solución más factible es modificar la longitud no arriostrada de la viga, para esto colocaremos 3 atiesadores laterales en la viga, tomando en cuenta donde se concentrarán cargas puntuales y cambios de sección de la viga, nuestra viga no será de sección reducida, por lo que se tomará en cuenta la formación de rotulas plásticas que serán a una distancia x del extremo de cada viga.

$$Lb = \frac{L}{N+1} \qquad Ec.3$$

N = Numero de atiesadores laterales

L = Longitud de la viga

Lb = distancia no arriostrada

$$Lb = \frac{5.3m}{3+1}$$

$$Lb = 1.325\text{m}$$

Lo comparamos con el Lb_{max} que nos indica la norma

$$\text{Lbmax} = 0.095 * \text{ry} * \frac{E}{RyFy} \qquad Ec.4$$

$$\text{Lbmax} = 0.095 * 0.0395\text{m} * \frac{29000\ Ksi}{1.3 * 36\ Ksi}$$

$$\text{Lbmax} = 2.352\ \text{m}$$

$$\text{Lb} \leq \text{Lbmax} \quad \text{Cumple}$$

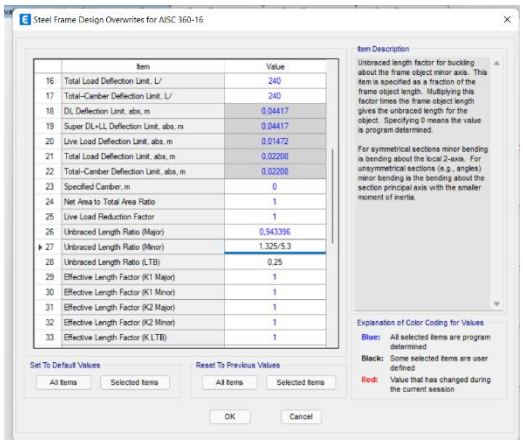


Ilustración 63. Configuración de arriostramiento para los dos patines en el eje Y

Como podemos observar en la ilustración 64. Las vigas dejaron de estar en color rojo y se muestra ya únicamente a que porcentaje se encuentra trabajando cada una.

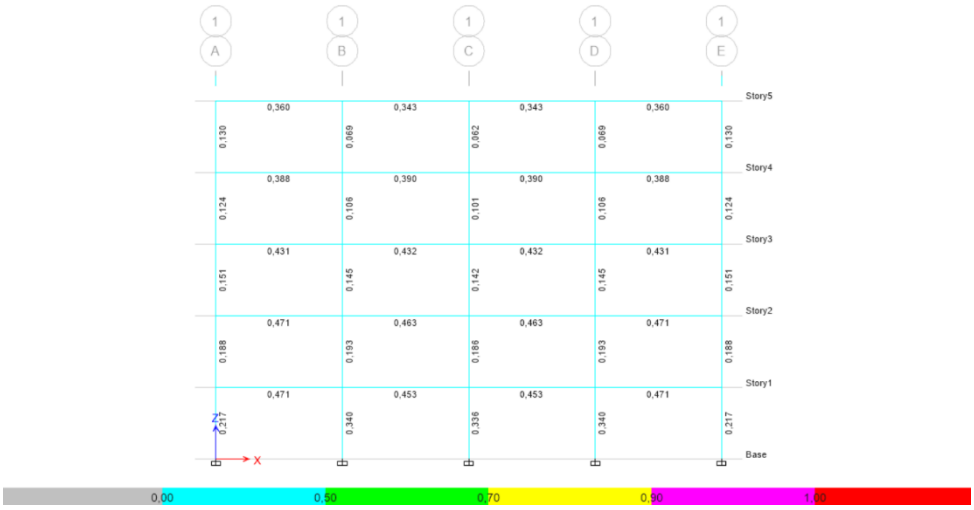


Ilustración 64. Modelo Final con la Eficiencia de cada Elemento

Podemos decir entonces que la relación demanda - capacidad en todos nuestros elementos cumplen ya que todos los valores que se muestran sobre cada elemento están por debajo de 1 que representa el 100%, incluso se podría reajustar o redimensionar nuestros elementos y obtener elementos con sección transversal menores para tener un diseño más eficiente, pero como el objetivo es verificar que nuestro modelo cumpla con las condiciones para ser un pórtico resistente a momento pasamos a verificar algunos criterios

3.3.2.5.1 Chequeo Deriva de piso

Uno de los chequeos a realizar para un diseño sismorresistente es la deriva de piso para el cual la normativa ecuatoriana de la construcción de peligro sísmico nos dice que para el chequeo "deriva de piso se utilizara la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M causado por el sismo de Diseño" (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014).

El programa Etabs nos brinda una curva de ploteo en la cual podemos verificar las derivas elásticas máximas por cada piso, para poder hacer el chequeo la NEC de peligro sísmico nos dice que la

deriva máxima inelástica es igual a 0.75 multiplicado por el factor de reducción de resistencia y el desplazamiento obtenido por la aplicación de cargas laterales.

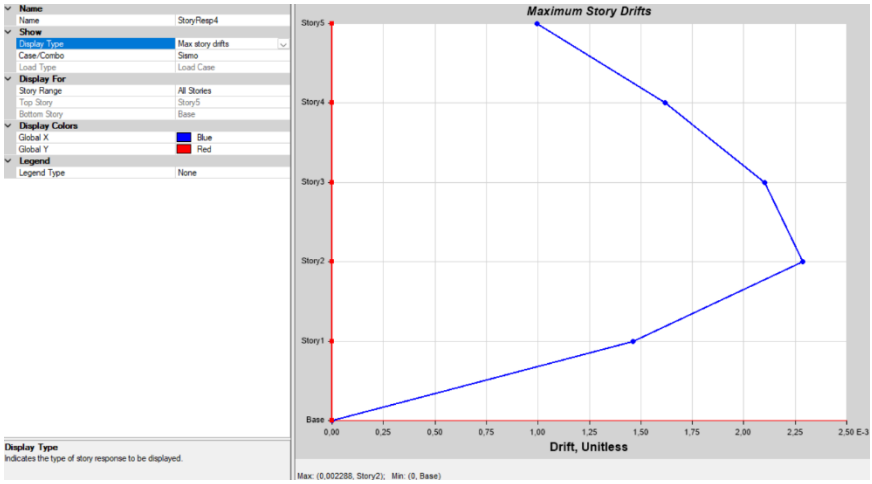


Ilustración 65. Curva de Deriva Elástica Máxima de piso

El programa nos muestra una tabla con la deriva máxima elástica por cada piso como se muestra en la ilustración 66.

Story Response

Story	Elevation m	Location	X-Dir	Y-Dir
Story5	15	Top	0,000997	0
Story4	12	Top	0,001618	0
Story3	9	Top	0,002101	0
Story2	6	Top	0,002288	0
Story1	3	Top	0,001462	0
Base	0	Top	0	0

Ilustración 66. Deriva Elástica Máxima de cada piso

Al ser un pórtico en una dirección en este caso en la dirección X el programa únicamente nos muestra los valores de derivas para el caso a analizar.

Podemos observar que el máximo valor de deriva elástica se da en el piso numero 2 por lo cual si la deriva inelástica máxima cumple para este valor cumplirá para los demás pisos.

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E \qquad Ec. 5$$

$$\Delta M = 0.75 * 8 * 0.002288$$

$$\Delta M = 0.013728$$

Comparamos con los valores establecidos en la Tabla 7 de la NEC-SE-DS y vemos si cumplen con los límites de deriva de piso.

Tabla 13. Valores Máximos Δ_M a razón de la Altura de Entrepiso

Estructura de:	ΔM máxima (sin unidad)
hormigón Armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC-SE-DS, Tabla 7, pg. 40

$$\Delta M \leq \Delta M \text{ máxima}$$

$$0.01512 \leq 0.02 \qquad \text{Cumple}$$

3.3.2.5.2 Corte basal de Diseño

Mediante la opción de ploteo el programa también nos muestra el cortante basal de diseño, este corte basal dinámico para la dirección x es igual a 28047.782 Kgf como vemos en la ilustración 67.

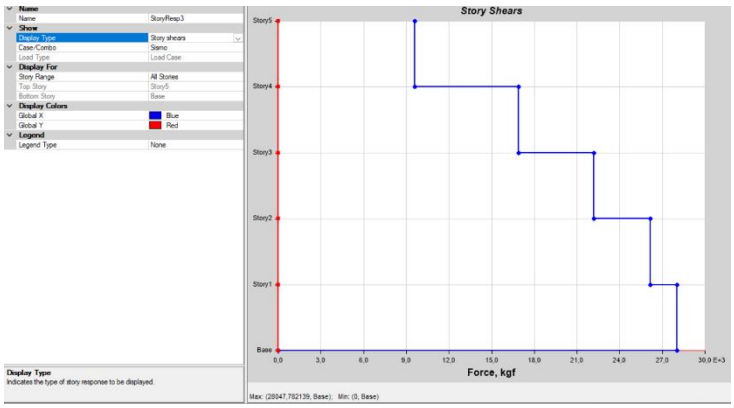


Ilustración 67. Corte basal Dinámico

Este corte basal dinámico no tiene que ser menor al 80% del cortante basal estático, el cortante basal estático V se determina mediante (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014).

$$V = \frac{I\ Sa(Ta)}{R\ \emptyset_P\ \emptyset_E}\ W \qquad Ec.6$$

Dónde:

S_a (T_a) Espectro de diseño en aceleración

$Ø_P$ y $Ø_E$ Coeficientes de configuración en planta y elevación

I Coeficiente de importancia

R Factor de reducción de resistencia sísmica

V Cortante basal total de diseño

W Carga sísmica reactiva

T_a Período de vibración

$$V = \frac{1 * 0.15}{8 * 1 * 1}\ 337080\ Kgf$$

$$V = 6320.25 Kgf$$

$$Vx \geq 0.8\ V$$

$$28047.78\ Kgf \geq 0.8 * 6320.25 Kgf$$

$$28047.78\ Kgf \geq 5056.20 Kgf \quad Cumple$$

Ó

$$\frac{V}{Vx} \leq 1$$

$$\frac{6320.25}{28047.782} \leq 1$$

$$0.22533 \leq 1 \quad Cumple$$

Todos los valores para I, R, ØP, ØE fueron tomados de NEC-SE-DS, el valor de Sa fue determinado del espectro estático de respuesta generado en el programa y el valor de W como el 100 % de la reacción bajo la carga muerta.

3.3.2.5.3 Chequeo columna fuerte viga débil

Para el chequeo del criterio de columna fuerte y viga débil escogimos el siguiente nodo del pórtico resistente a momento como se muestra en la ilustración 80.

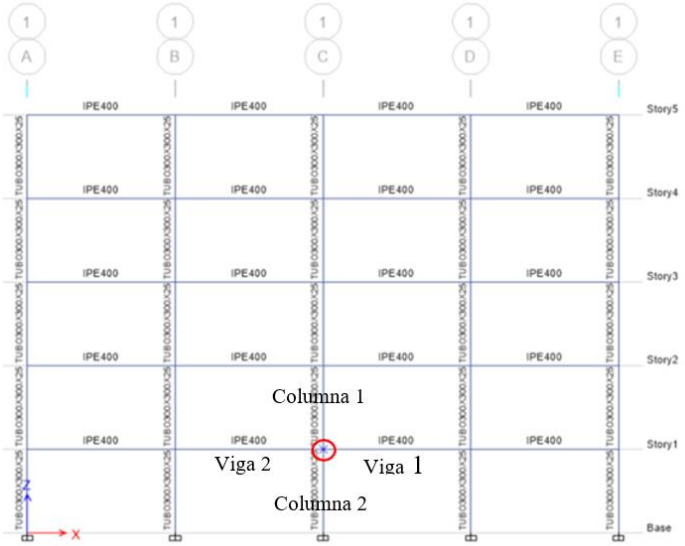


Ilustración 68. Nodo Seleccionado para el Análisis

<u>Momentos por caso de carga para la Viga 1</u>

Momento por carga permanente (M_{Dv1}) = 6242.88Kgf-m

Momento por carga viva (M_{Lv1}) = 2497.15 Kgf-m

Momento por carga de sismo (M_{Ev1}) = 7129.07 Kgf-m

- Momentos últimos mayorados para la Viga 1

$M_{Uv1comb1}$ = 1.4 D = 8740.03 Kgf-m

$M_{Uv1comb2}$ = 1.2 D +1.6 L = 11486.90 Kgf-m

$M_{Uv1comb3}$ = (1.2 + 0.2SDS) D + 1.0 E +1.0 L = 18590.73 Kgf-m

$M_{Uv1comb4}$ = (0.9 – 0.2SDS) D + 1.0 E = 11181.68 Kgf-m

<u>Momentos por caso de carga para la Viga 2</u>

Momento por carga permanente (M_{Dv2}) = 6242.88 Kgf-m

Momento por carga viva (M_{Lv2}) = 2497.15 Kgf-m

Momento por carga de sismo (M_{Ev2}) = 7129.07 Kgf-m

- Momentos últimos mayorados para la Viga 2

$M_{Uv2comb1}$ = 1.4 D = 8695.74 Kgf-m

$M_{Uv2comb2}$ = 1.2 D +1.6 L = 11428.69 Kgf-m

$M_{Uv2comb3}$ = (1.2 + 0.2SDS) D + 1.0 E +1.0 L = 18578.80 Kgf-m

$M_{Uv2comb4}$ = (0.9 – 0.2SDS) D + 1.0 E = 11207.30 Kgf-m

Momentos y Fuerza Axial por caso de carga para la Columna 1

P_{Dc1} = 67519.37 Kgf

P_{Lc1} = 27007.75 Kgf

P_{Ec1} = 9.31 Kgf

M_{Dc1} = 0.02 Kgf-m

M_{Lc1} = 0.01 Kgf-m

M_{Ec1} = 9479.37 Kgf-m

- Fuerza Axial y Momentos últimos mayorados para la Columna 1

$M_{Uc1comb1}$ = 1.4 D = 0.3 Kgf-m

$P_{Uc1\ comb1}$ = 1.4 D = 94527.12 Kgf

$M_{Uc1comb2}$ = 1.2 D +1.6 L = 0.03 Kgf-m

$P_{Uc1\ comb2}$ = 1.2 D +1.6 L = 124235.65 Kgf

$M_{Uc1comb3}$ = (1.2 + 0.2SDS) D + 1.0 E +1.0 L = 9479.37 Kgf-m

$P_{Uc1\ comb3}$ = (1.2 + 0.2SDS) D + 1.0 E +1.0 L = 124474.53 Kgf

$M_{Uc1comb4}$ = (0.9 – 0.2SDS) D + 1.0 E = 9479.37 Kgf-m

$P_{Uc1\ comb4}$ = (0.9 – 0.2SDS) D + 1.0 E = 44342.53 Kgf

Momentos y Fuerza Axial por caso de carga para la Columna 2

P_{Dc2} = 84360.72 Kgf

P_{Lc2} = 33744.29 Kgf

P_{Ec2} = 9.28 Kgf

M_{Dc2} = 0 Kgf-m

M_{Lc2} = 0 Kgf-m

M_{Ec2} = 13144.81 Kgf-m

- Fuerza Axial y Momentos últimos mayorados para la Columna 2

$M_{Uc2comb1}$ = 1.4 D = 0 Kgf-m

$P_{Uc2comb1}$ = 1.4 D = 118105.01 Kgf

$M_{Uc2comb2}$ = 1.2 D +1.6 L = 0 Kgf-m

$P_{Uc2comb2}$ = 1.2 D +1.6 L = 155223.73 Kgf

$M_{Uc2comb3}$ = (1.2 + 0.2SDS) D + 1.0 E +1.0 L = 13144.81 Kgf-m

$P_{Uc2comb3}$ = (1.2 + 0.2SDS) D + 1.0 E +1.0 L = 155501.28 Kgf

$M_{Uc2comb4}$ = (0.9 – 0.2SDS) D + 1.0 E = 13144.81 Kgf-m

$P_{Uc2comb4}$ = (0.9 – 0.2SDS) D + 1.0 E = 55400.53 Kgf-m

Con el fin de buscar que en la respuesta inelástica predomine la cedencia en vigas antes que en la columna como mecanismo de disipación de energía se debe cumplir que

$$\sum \frac{M^{*}pc}{M^{*}pb} \geq 1 \qquad Ec.7$$

M^{*}_{pc} = Sumatoria de los momentos plásticos nominales (superior e inferior) de la columna que llegan a la junta.

M^{*}_{pb} = Sumatoria de los momentos plásticos nominales de la viga que llegan a la junta.

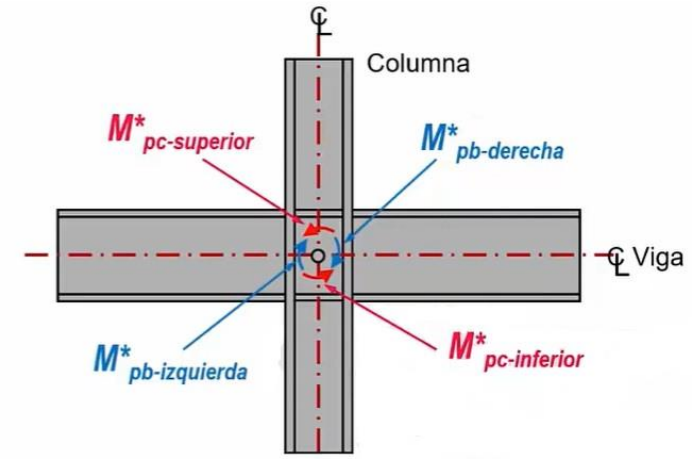


Ilustración 69. Momentos de las Columnas y Vigas en el Punto de Intersección de la

Fuente: Freddy Lanza, Diseño de planchas extremas

3.3.2.5.2.1 Cálculo del M$_{pb}$*

El momento plástico en la viga es igual a:

$$\mathrm{M^{*}pb} = \sum (Mpr + Muv) \qquad Ec.8$$

Para la determinación del momento máximo probable en la articulación plástica seguiremos la guía de diseño de la Norma AISC 358-16 en el capítulo 8 para la conexión precalificada WUF-W: WELDED UNREINFORCED FLANGE-WELDED WEB (ANSI/AISC 358-16, 2016).

Momento máximo probable en la articulación plástica (M_{pr}).

$$Mpr = CprRyFyZe \qquad Ec.9$$

R_y = Relación entre el esfuerzo esperado de fluencia y el esfuerzo mínimo especificado de fluencia, F_y, tal como se especifica en las *Provisiones Sísmicas del AISC*

$Z_e = Z_x$ = módulo plástico efectivo de la sección (o conexión) en la ubicación de una articulación plástica, mm^3

C_{pr} = Factor que tiene en cuenta la resistencia máxima de la conexión, incluyendo el endurecimiento por deformación, las restricciones locales, los refuerzos adicionales y otras

condiciones de la conexión. A menos que se indique específicamente algo diferente en esta norma, el valor de C_{pr} será:

$$Cpr = \frac{Fy + Fu}{2Fy} \leq 1.2 \qquad Ec.10$$

$$Cpr = \left(\frac{2530 + 4080 \frac{Kgf}{cm^2}}{2 * 2530 \frac{Kgf}{cm^2}} \right) \leq 1.2$$

$$Cpr = 1.306 \leq 1.2 \quad No\ Cumple$$

$$Cpr = 1.2$$

$$Mpr = CprRyFyZe$$

$$Mpr = 1.2 * 1.3 * 2530 \frac{Kgf}{cm^2} * 1307 cm^3$$

$$Mpr = 51584.676\ Kgf * m = 51.58\ \text{Ton} * \text{m}$$

Momento adicional generado por la cortante producido en la cara de la columna ya que para esta conexión precalificada la rotula plastica se genera a una distancia $S_h = 0$ de la cara de la columna.

$$M_{uv} = V_h * \frac{dc}{2} \qquad Ec.11$$

Para determinar V_h debemos realizar un diagrama de cuerpo libre comprendido entre las articulaciones plasticas el cual debera incluir los M_{pr} y las cargas gravitacionales bajo la combinacion de carga $1.2D+f1L+0.2S(\text{snow})$ según el paso 3 de la AISC 358-16.

Para la determinación de V_h utilizaremos la combinacion de carga (1.2 + 0.2SDS) D + 1.0 L determinada en la seccion 3.3.2.4.5

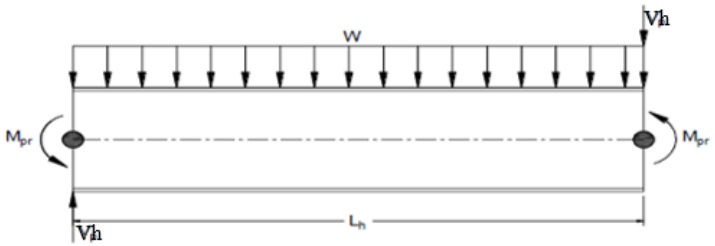


Ilustración 70. Diagrama de Cuerpo Libre de la Viga entre Rótulas Plásticas

Fuente: Luis Garza, Conexiones precalificadas en Colombia pg.41

$$V_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} \pm W_u * \frac{Lh}{2} \qquad Ec.12$$

$$Wu = (1.2 + 0.2SDS)D + f\,L$$

$$Wu = (1.2 + 0.2434)D + 1\,L$$

$$Wu = (1.4434) * 3180\ Kgf/m + 1 * 1272 Kgf/m$$

$$Wu = 5862.01\ Kgf/m$$

$$V_h = \frac{2 * 51584.676\ Kgf * m}{5.3\ m} \pm 5862.01\ \frac{Kgf}{m} * \frac{5.3\ m}{2}$$

$$V_{hviga1} = 35000.25\ Kgf$$

$$V_{hviga2} = 3931.59\ Kgf$$

$$M_{uv} = V_h * \frac{0.3m}{2}$$

$$M_{uviga1} = 5250.04\ Kgf * m = 5.25\ Ton * m$$

$$M_{uviga2} = 589.74\ Kgf * m = 0.589\ Ton * m$$

$$\mathrm{M^*pb} = \sum (Mpr + Muv)_{viga\,1} + (Mpr + Muv)_{viga\,2}$$

$$\mathrm{M^*pb} = \sum (51584.676\ Kgf * m + 5250.03\ Kgf * m)_{viga1} + (51624.14\ Kgf * m$$

$$+ 589.74\ Kgf * m)_{viga2} = 68923.69\ Kgf * m = 68.92\ ton * m$$

$$\mathrm{M^*pb} = 109009.12\ \mathrm{Kgf} * \mathrm{m} = 109.01\ \mathrm{ton} * \mathrm{m}$$

3.3.2.5.2.2 Cálculo del M$_{pc}$*

Para determinar los momentos máximos probables superior e inferior en la columna seguimos el siguiente procedimiento.

$$M^*_{pc} = M_{pc} + V_{uc}\left(\frac{d_{viga}}{2}\right) \quad Ec.13$$

El momento plástico probable en la columna viene dado por:

$$M_{pc} = Z_c\left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g}\right) \quad Ec.14$$

Para la carga axial tomamos en cuenta la carga ultima obtenida del analisis estructural realizado en Etabs para cada columna, tomar en cuenta que la carga sismica E no tiene efecto alguno.

$$P_{Uc1comb3} = (1.2 + 0.2SDS)D + 1.0\,E + f\,L$$

$$P_{Uc1comb3} = 124474.53 \text{ Kgf}$$

$$M_{pc1} = Z_c\left(F_{yc} - \frac{\mathrm{P}_{Uc1comb3}}{A_g}\right)$$

$$M_{pc1} = 2844cm^3\left(2530\frac{Kgf}{cm^2} - \frac{124474.53 \text{ Kgf}}{275\ cm^2}\right)$$

$$M_{pc1} = 59080.27\ Kgf * m$$

$$V_{uc} = \frac{2M_{pc1}}{Lv} \quad Ec.15$$

$$V_{uc1} = \frac{2 * 59080.27\ Kgf * m}{3m}$$

$$V_{uc1} = 39386.847\ Kgf$$

$$M^*_{pc1} = M_{pc1} + V_{uc1}(\frac{d_{viga}}{2})$$

$$M^*_{pc1} = 59080.27\ Kgf * m + 39386.847\ Kgf(\frac{0.4}{2})m$$

$$M^*_{pc1} = 66957.63\ Kgf * m$$

$$P_{Uc2comb3} = (1.2 + 0.2SDS)D + 1.0\,E + f\,L$$

$$P_{Uc2comb3} = 155501.28 \text{ Kgf}$$

$$M_{pc2} = Z_c\left(F_{yc} - \frac{\mathrm{P}_{Uc1comb3}}{A_g}\right)$$

$$M_{pc2} = 2844cm^3\left(2530\,\frac{Kgf}{cm^2} - \frac{155501.28 \text{ Kgf}}{275\ cm^2}\right)$$

$$M_{pc2} = 55871.54\ Kgf * m$$

$$V_{uc2} = \frac{2 * 55871.54\ \ Kgf * m}{3m}$$

$$V_{uc2} = 37247.69\ Kgf$$

$$M^*_{pc2} = M_{pc2} + V_{uc2}(\frac{d_{viga}}{2})$$

$$M^*_{pc2} = 55871.54\ Kgf * m + 37247.69\ Kgf(\frac{0.4}{2})m$$

$$M^*_{pc2} = 63321.08\ Kgf * m$$

$$M^*_{pc} = \sum M_{pc} + V_{uc}(\frac{d_{viga}}{2})$$

$$M^*_{pc} = \sum M^*_{pc1} + M^*_{pc2}$$

$$M^*_{pc} = 66957.63\ Kgf * m + 63321.08\ Kgf * m$$

$$M^*_{pc} = 130278.71\ Kgf * m$$

Un vez obtenida la sumatoria de los momentos probables en la viga y columna proyectados en la junta comprobamos que cumpla con el criterio de columna fuerte – viga débil

$$\sum \frac{M^*pc}{M^*pv} \geq 1$$

$$\frac{130278.71\ Kgf * m}{109009.12\ Kgf * \mathrm{m}} \geq 1$$

$$1.195 \geq 1 \quad \text{Cumple}$$

3.3.2.5.4 Chequeo por cortante de la zona de panel

Según la norma AISC 358-16 nos especifica que para el chequeo por corte de la zona de panel debemos recurrir a las provisiones sísmicas de la AISC que nos dice que la resistencia nominal a cortante está dada en la sección J10.6

Para esto vamos a determinar los momentos esperados en la cara de la columna Mf el cual se determinará a partir del Momento máximo probable en la rótula plástica Mpr y el corte resistente esperado en la rótula plástica Vh.

$Mpr_{v1} = Mpr_{v2} = 51584.676\ Kgf * m$

$Vh_{v1} = 35000.25\ Kgf$

$Vh_{v2} = 3931.59\ Kgf$

Al producirse la rótula plástica en la cara de la columna para la conexión precalificada que tenemos de guía sh es igual a 0 por lo tanto Vh no genera momento.

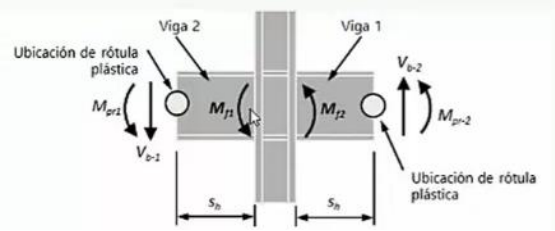


Ilustración 71. Cálculo del Mf para Chequeo por Corte de la Zona de Panel

Fuente: Seminario - Diseño de Pórticos SMF según el AISC341-16

$$Mf = Mpr + Vh * sh \quad Ec.16$$

$$Mf1 = 51584.676\ Kgf * m + 35000.25\ Kgf * 0m$$

$$Mf1 = 51584.676\ Kgf * m$$

$$Mf2 = 51584.676\ Kgf * m + 3931.59\ Kgf * 0\ m$$

$$Mf2 = 51584.676\ Kgf * m$$

Generamos las fuerzas de tracción y compresión equivalentes al Mf1 y Mf2

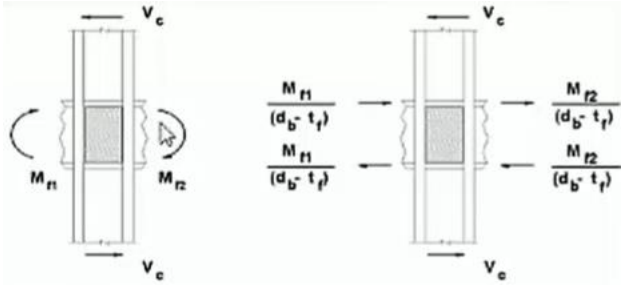


Ilustración 72. Carga de Tracción y Compresión Equivalente a Mf1 y Mf2

Fuente: Seminario - Diseño de Pórticos SMF según el AISC341-16

Para determinar las cargas dividimos el momento Mf correspondiente a cada viga para la distancia correspondiente a la comprendida entre los centroides de las alas de la viga donde se colocarán las cargas Fu1 y Fu2.

$$Fu1 = \frac{Mf_1}{db - tf} \qquad Ec.17$$

$$Fu1 = \frac{51584.676\ Kgf * m}{0.4m - 0.0135m}$$

$$Fu1 = 133466.17\ Kgf$$

$$Fu2 = \frac{Mf_2}{db - tf} \qquad Ec.18$$

$$Fu2 = \frac{51584.676\ Kgf * m}{0.4m - 0.0135m}$$

$$Fu2 = 133466.17\ Kgf$$

Para determinar el valor del cortante último en la cara de la columna debemos tomar el mínimo valor de los momentos resistentes de la columna y los momentos máximos probables de las vigas

$$lv = H - db = 3m - 0.4m = 2.6\ m \qquad Longitud\ libre\ de\ la\ columna$$

El corte esperado en la columna por capacidad de las vigas Vuc es igual

$$Vuc_{viga1} = \frac{M^{*}pb}{db + lv} \qquad Ec.19$$

$$Vuc_{viga1} = \frac{109009.2\ Kgf * m}{0.4m + 2.6m} = 36336.37\ Kgf$$

$$M^{*}pc_1 = 66957.63\ Kgf * m \qquad Momento\ resistente\ en\ la\ col\ 1$$

$$M^{*}{}_{pc2} = 63321.08\ Kgf * m \qquad Momento\ resistente\ en\ la\ col\ 2$$

El corte ultimo esperado en la columna Vuc será el menor valor entre

$$Vuc_{viga1},\ 2 * \frac{M^{*}pc_1}{lv},\ 2 * \frac{M^{*}pc_2}{lv} \qquad Ec.20$$

$$Vuc1 = 36336.37Kgf \qquad \cdots\ menor\ valor$$

$$2 * \frac{M^{*}pc_1}{lv} = 51505.87\ kgf$$

$$2 * \frac{M^{*}pc_2}{lv} = 48708.52\ Kgf$$

Entonces la demanda por corte será igual a

$$R_u = Fu1 + Fu2 - Vuc \qquad Ec.21$$

$$R_u = 133466.17 + 133466.17 - 36336.37 = 230595.98\ Kgf$$

La resistencia para la zona de panel dependerá de una relación dependiente de la resistencia axial igual a

1) $\frac{Pu_{comb3}}{P_y} \leq 0.4 \quad entonces\ R_v = 0.60 * Fyc * dc * tc \qquad Ec.22$

2) $\frac{Pu_{comb3}}{P_y} \geq 0.4 \quad entonces\ R_v = 0.60 * Fyc * dc * tc * \left(1 - \frac{Pu_{comb3}}{P_y}\right) \quad Ec.23$

$$Pu_{comb3} = 155501.28\ Kgf$$

$$P_y = Fy * Ag = 695750\ Kgf$$

$$\frac{Pu_{comb3}}{P_y} = \frac{155501.28\ Kgf}{695750\ Kgf} = 0.22 \qquad Cumple\ para\ Ec.22$$

$$R_v = 0.60 * Fyc * dc * tc$$

$$R_v = 0.60 * 2530\frac{Kgf}{cm^2} * 30cm * 2.5cm$$

$$R_v = 113850\ Kgf$$

Para un factor de reducción de resistencia $\emptyset = 1$

$$R_u \leq \emptyset\ R_v \quad No\ cumple$$

Determinación del espesor de las placas

Demanda requerida para las placas Rp_{req} es

$$Rp_{req} = Ru - \emptyset\ R_v = 230595.98\ Kgf - 113850\ Kgf = 116745.98\ Kgf$$

Espesor para las placas t_p para $\frac{Pu_{comb3}}{P_y} \leq 0.4$ es igual a

$$t_p = \frac{Rp_{req}}{0.60 * Fyc * dc} \qquad Ec.24$$

$$t_p = \frac{116745.98\ Kgf}{0.60 * 2530\frac{Kgf}{cm^2} * 30cm}$$

$$t_p = 2.56\ cm \approx 26\ mm$$

No se colocarán las placas adosadas en la columna en los modelos de la conexión con la finalidad de evaluar el funcionamiento de las placas de continuidad y atiesadores artesanales.

CAPITULO 4.- DISEÑO Y MODELADO DE LA CONEXIÓN CON Y SIN ATIESADORES

La conexión precalificada que vamos a utilizar como guía para nuestro diseño es “Welded Unreinforced Flange-Welded web (wuf-w) Moment Connection” que es una de las conexiones más utilizadas en nuestro medio, la norma AISC 358 – 16 nos dice que para esta conexión las soldaduras son principalmente las que controlan la rotura de la conexión, por esta razón y con la finalidad de conocer la funcionalidad de los atiesadores artesanales en este tipo de conexión vamos a obviar tanto las soldaduras como el diseño de la placa de corte que une el alma de la viga con el ala de la columna mediante soldadura para así conocer si los atiesadores artesanales pueden usarse como una alternativa constructiva.

De igual manera la AISC 358 – 16 nos dice que esta conexión es precalificada para ser usada en porticos de acero resistentes a momento con capacidad especial y moderada de disipacion de energía, para lo cual exige una serie de requerimientos y limitaciones para vigas y columnas respecto a los tipos de perfiles a usar y que estos cumplan con ciertos requisitos de las provisiones sismicas AISC, todo esto fue chequeado en el capitulo 3 de este trabajo de investigacion.

En este capitulo vamos a modelar tres ejemplares usando elementos tipo placa mediante el software de analisis y diseño estructural Robot Structural, el cual constara de un modelo sin atiesadores y sin placas de continuidad es decir analisaremos y modelaremos solo la columna y la viga, para el segundo modelo añadiremos placas de continuidad el cual es el modelo ideal utilizado bajo normativa y un tercer modelo el cual incluira unicamente los atiesadores artesanales, con la finalidad de comparar los resultados mediante un analisis por elementos finitos, todos los modelos seran cargados con el momento plastico probable a una distancia d de la cara de la columna.

4.1 Creación de Elementos Estructurales Mediante Software Robot Structural

Robot Structural es un programa de análisis estructural incorporado por la casa Autodesk, es un programa que nos permite realizar el modelado, análisis y diseño para diferentes tipos de estructuras, permitiéndonos implementar materiales y dimensiones para los elementos estructurales de acuerdo el usuario lo necesite, incluye entre sus múltiples herramientas poder discretizar a los elementos para realizar un análisis por elementos finitos el cual nos permitirá obtener resultados mucho más cercanos a la realidad, lo cual es de suma importancia para comparar los resultados de nuestros modelos.

Antes de crear nuestros miembros estructurales mediante elementos tipo placa realizamos las configuraciones respectivas en cuanto a la hoja de trabajo, unidades, los códigos que queremos utilizar.

En herramientas podemos seleccionar las preferencias generales del proyecto, para el cual seleccionamos el idioma en español tanto para la interfaz del proyecto como para la muestra de resultados, y el idioma inglés para en parámetros regionales para utilizar los códigos americanos

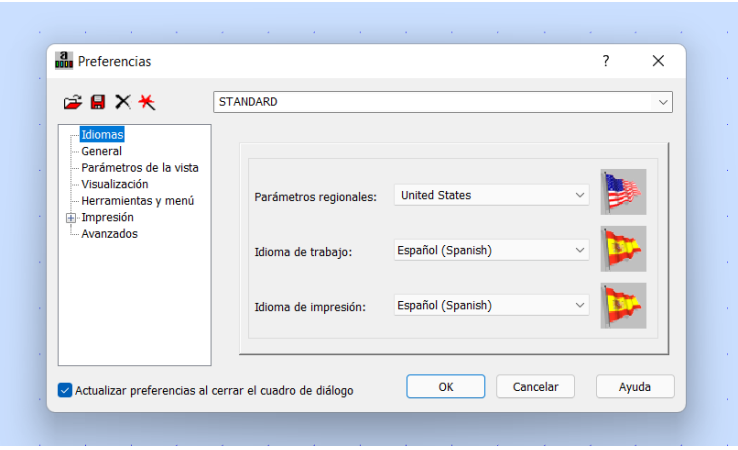


Ilustración 73. Preferencias Generales

También podemos seleccionar las preferencias del proyecto en la cual determinaremos las unidades en las que vamos a trabajar, los decimales que queremos en los resultados y el material para nuestro proyecto.

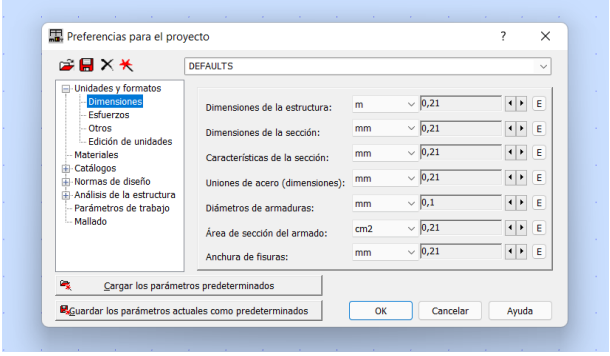


Ilustración 74. Preferencias del Proyecto

4.1.1 Modelado de la Columna

Para graficar la columna vamos a tomar en cuenta los detalles descritos en el capítulo 3, como son el material de la columna y las dimensiones de su sección.

4.1.1.1 Creación del material y espesor de las placas

Seleccionamos en la barra de tareas el icono espesor, en el cual seleccionamos un espesor de las placas con las que vamos a dibujar nuestra columna, al ser una columna cuadrada todas las placas tendrán un espesor de 25 mm y en la misma venta seleccionamos el material A36.

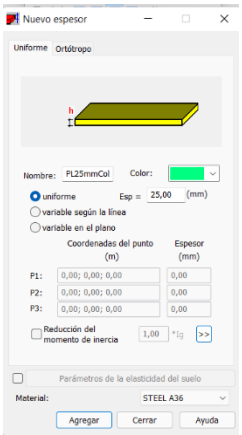


Ilustración 75. Espesor y Material para Placas de la Columna.

4.1.1.2 Geometría de la columna en el espacio

Para dibujar la primera cara de la columna debemos creamos cuatro nudos, para crear el primer nudo nos vamos al icono nudos y lo creamos en el origen es decir en la coordenada 0,0,0 para tener como referencia el origen, posteriormente creamos un nudo a un metro de altura es decir en el eje z ya que modelaremos un metro de columna, luego copiamos estos nudos a 0.3 m que es el ancho de la columna, una vez creados los nudos procedemos a dibujar nuestra placa con una polilínea seleccionando la pestaña panel.

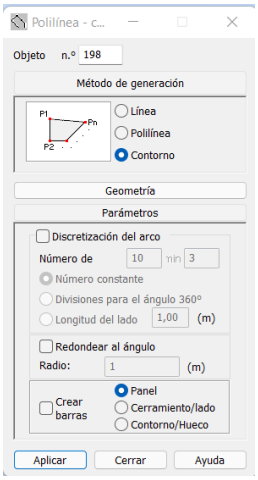


Ilustración 76. Creación de la Primera Placa mediante Polilínea

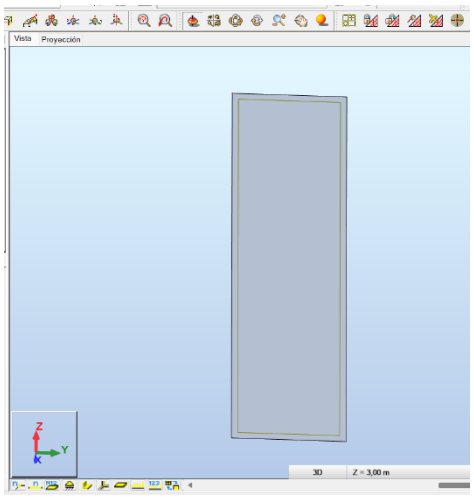


Ilustración 77. Placa de la Columba Dibujada

Una vez que creamos la primera placa podemos realizar una copia de la placa mediante el comando mover/copiar, esto lo hacemos a 0.3m, una vez que tenemos las dos placas creadas pasamos a crear una copia de cada placa girandola a 90 grados mediante el comando simetria vertical y tenemos ya la columna dibujada.

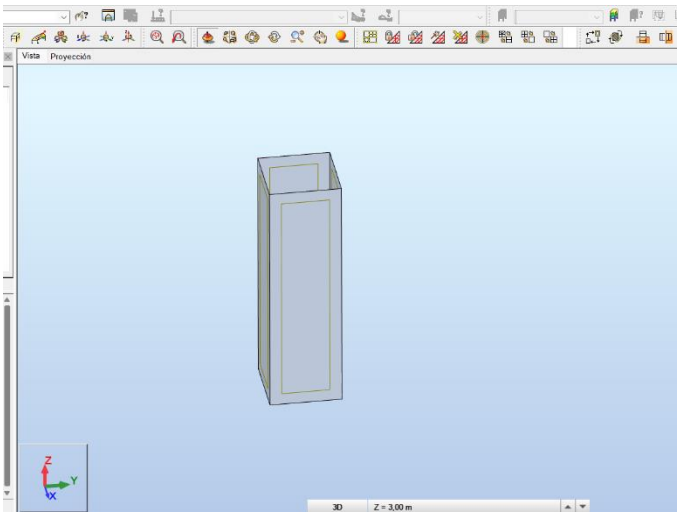


Ilustración 78. Columna Dibujada Mediante Cuatro Placas.

4.1.2 Modelado de la Viga

Para graficar la viga vamos a tomar en cuenta los detalles descritos en el capítulo 3, como son el material de la viga y las dimensiones de su sección.

4.1.2.1 Creación del material y espesor de las placas

Seleccionamos en la barra de tareas el icono espesor, en el cual seleccionamos el espesor de las placas con las que vamos a dibujar el alma y las alas de la viga, para el cual tenemos un espesor de 8.6 mm para el alma y 13.5 mm para las alas de la viga y en la misma venta seleccionamos el material A36.

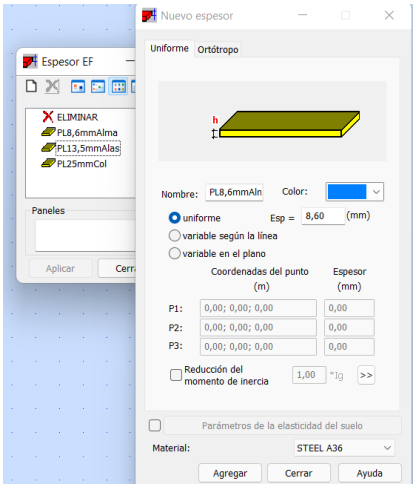


Ilustración 79. Espesores y Material para las Placas que Conforman la Viga.

4.1.2.2 Geometría de la viga en el espacio

Para dibujar la viga vamos a crear unos nudos de referencia en una cara de la columna, los cuales seran colocados de acuerdo con las medidas del perfil de la columna, una vez creado los nudos de referencia procedemos a dibujar la viga, seleccionamos la placa PL8,6 mm para dibujar el alma de la viga y la placa PL13,5 mm para dibujar las alas de la viga, todo esto lo realizamos mediante el comando polilinea tal y como se hizo para dibujar las placas de la columna.

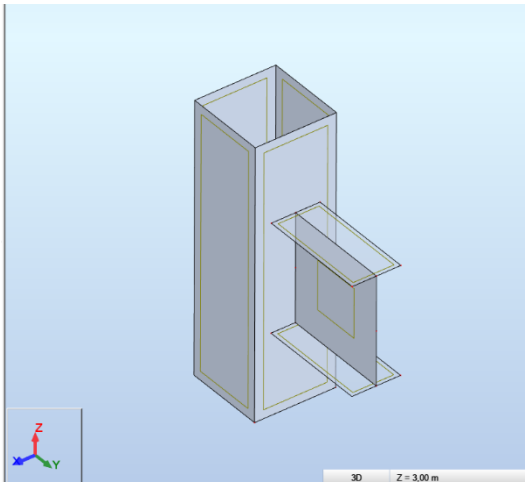


Ilustración 80. Viga Dibujada Mediante Placas.

4.1.3 Modelado de los Atiesadores Artesanales

Para los atiesadores artesanales utilizaremos una placa con igual espesor que las alas de la viga y un material A36, los cuales varían en longitud y espesor, en total serán cuatro tipos de atiesadores con la finalidad de observar si el área de los atiesadores influye en mayor o menor proporción para resistir la carga la que se someterá el modelo, en la ilustración 81 se muestran las dimensiones seleccionadas en metros.

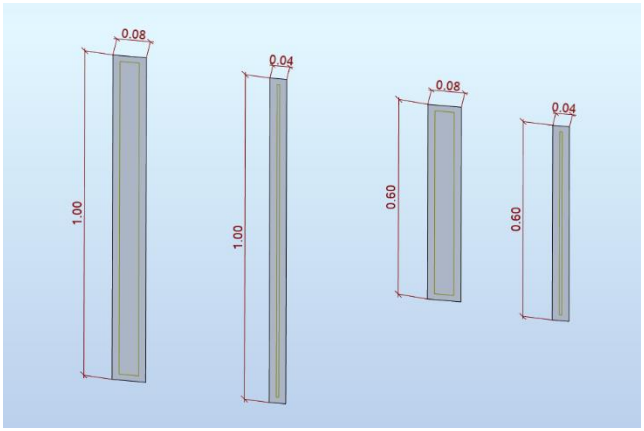


Ilustración 81. Dimensiones de los Atiesadores Artesanales en Metros.

Con estos cuatro modelos de atiesadores podremos concluir cual es el mas adecuado en funcion de su ancho y longitud, teniendo desde ya como premisa que si aumentamos el espesor o modificamos el material podemos lograr atiesadores mas resistentes, pero la idea es saber que area de influencia del atiesador es mas eficiente.

4.1.4 Modelado de las Placas de Continuidad

Serán dos placas de continuidad las que utilizaremos para nuestro modelo 3, las cuales tendrán un espesor igual al de las alas de la viga y se ubicarán en el interior de la columna siguiendo el mismo plano de las alas de la viga, estas placas tendrán un orificio central que es como se diseñan con el fin de permitir el paso del hormigón.

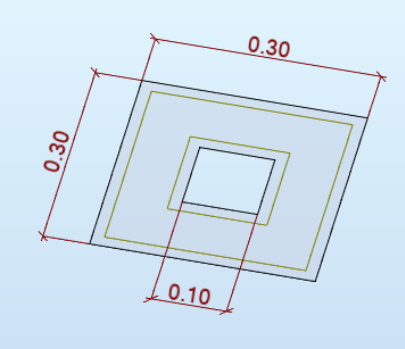


Ilustración 82. Dimensiones para Placas de Continuidad en Metros

4.2 Modelo 1 Conexión sin Placas de Continuidad y sin Atiesadores Artesanales

Para el primer modelo la viga y la columna seran los unicos elementos estructurales que resistiran la carga, para lo cual unicamente conectamos la viga a la columna mediante el comando copiar, creando un nudo en la cara de la columna como referencia, luego seleccionamos la viga y copiamos el elemento.

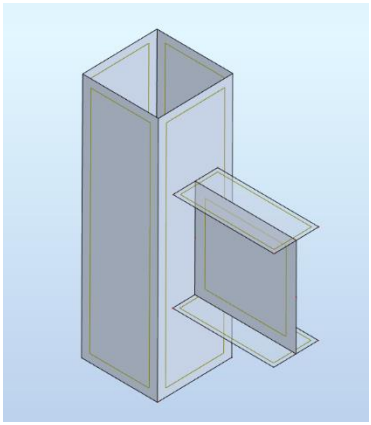


Ilustración 83. Modelo 1 Conexión sin Placas de Continuidad y sin Atiesadores Artesanales

4.3.1 Modelo 2A Conexión con Atiesador Artesanal 100x8x1.35 cm

Los atiesadores artesanales se ubicarán en el interior de la columna, serán 4 en total que estarán ubicados en las cuatro esquinas de la columna, estarán en todo el largo de la porción de columna que modelamos igual a un metro y con un ancho igual a 8 cm llegando de esta manera a cubrir el espacio libre que deja el extremo del ala de la viga y el extremo de la columna.

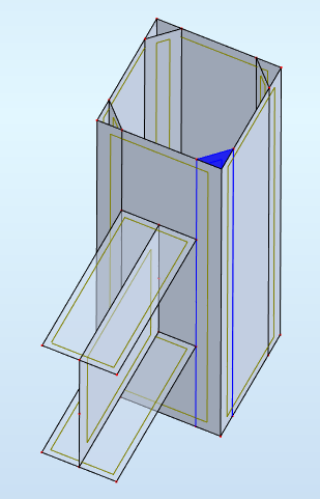


Ilustración 84. Conexión con Atiesador Artesanal 100x8x1.35 cm

4.3.2 Modelo 2B Conexión con Atiesador Artesanal 100x4x1.35 cm

Los atiesadores artesanales se ubicarán en el interior de la columna, serán 4 en total que estarán ubicados en las cuatro esquinas de la columna, estarán en todo el largo de la porción de columna que modelamos igual a un metro y con un ancho igual a 4 cm, la diferencia con el anterior modelo es que este ocupara un menor ancho es decir no cubre en su totalidad el espacio entre el extremo de la columna y el extremo del ala de la viga.

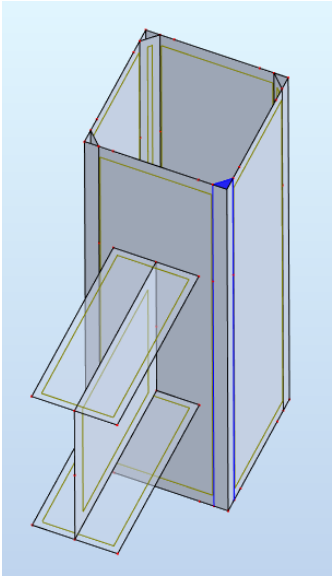


Ilustración 85. Conexión con Atiesador Artesanal 100x4x1.35 cm

4.3.3 Modelo 2C Conexión con Atiesador Artesanal 60x8x1.35 cm

Los atiesadores artesanales se ubicarán en el interior de la columna, serán 4 en total que estarán ubicados en las cuatro esquinas de la columna, tendrán una reducción en su longitud con el fin de observar en los resultados el área de influencia de los atiesadores disminuyendo así su largo a 60 cm y con un ancho igual a 8 cm, cubriendo de esta manera menos espacio entre el extremo de la columna y el extremo del ala de la viga.

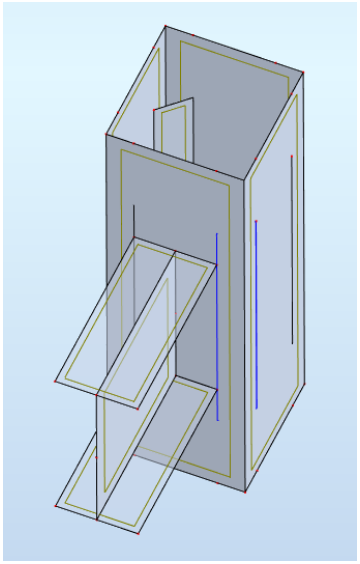


Ilustración 86. Conexión con Atiesador Artesanal 60x8x1.35 cm

4.3.4 Modelo 2D Conexión con Atiesador Artesanal 60x4x1.35 cm

Los atiesadores artesanales se ubicarán en el interior de la columna, serán 4 en total que estarán ubicados en las cuatro esquinas de la columna, tendrán una reducción en su longitud con el fin de observar en los resultados el área de influencia de los atiesadores disminuyendo así su largo a 60 cm y con un ancho igual a 4 cm, por esta razón no cubre en su totalidad el espacio entre el extremo de la columna y el extremo del ala de la viga.

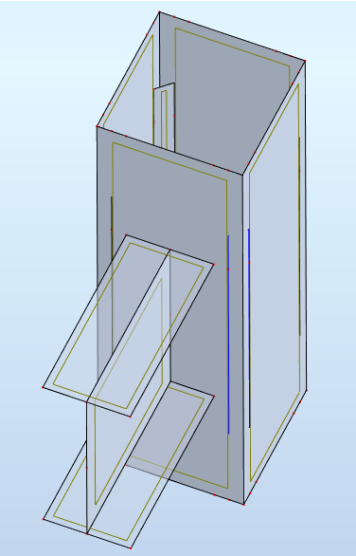


Ilustración 87. Conexión con Atiesador Artesanal 60x4x1.35 cm

4.4 Modelo 3 Conexión con Placas de Continuidad

Este modelo va a contar con dos placas de continuidad, cada una de éstas cuenta con un orificio central cuadrado de 10 cm para el paso del hormigón, y se ubicarán siguiendo el plano del ala superior e inferior de la viga, estas placas tendrán el mismo espesor de las alas de la viga igual a 13.5 mm.

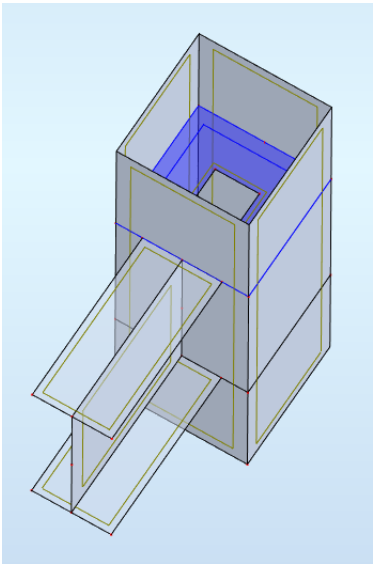


Ilustración 88. Modelo 3 Conexión con Placas de Continuidad

4.5 Determinacion de la Carga para los modelos 1,2,3

Una vez que tenemos generados nuestros modelos, procedemos a determinar la carga a la que se someterán todos los modelos, para la cual será el momento resistente esperado generado en la articulación plástica y el corte generado en la cara de la columna, al ser el Mpr un momento sabemos que esto generara una fuerza de tracción en el ala superior de la viga y una fuerza de compresión en el ala inferior de la viga por lo cual podemos remplazar este Mpr por un par de fuerzas y a su vez estas fuerzas puntuales generadas pasarlas a una fuerza que se distribuya en todo el ancho de las alas de la viga tanto inferior como superior como se muestra en la ilustración 89.

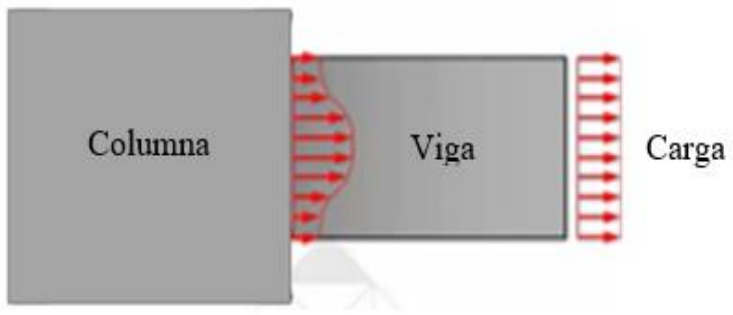


Ilustración 89. Carga Distribuida de Tracción en el Ala Superior de la Viga.

El momento resistente esperado nos dio como resultado un valor igual a 51624.14 Kgf*m sin embargo este momento se genera cuando se plastifica la viga cuando se genera una rotula plastica y como el analisis que realizamos es lineal omitiremos el factor de sobreresistencia Ry y el Cpr factor que depende de la fluencia y del esfuerzo último del material.

$$Mpr = FyZe \qquad Ec.25$$

$$Mpr = 2530\,\frac{Kgf}{cm^2} * 1307 cm^3$$

$$Mpr = \ 33067.10\ Kgf * m = \ 33{,}0671\ Ton * m$$

La fuerza cortante sera trasladada en la viga a una distancia de 0.4 m medida desde la cara de la columna, generando de esta manera un momento, el cual se restará al Mpr y este Momento resultante será el momento con el que cargaremos nuestros modelos.

Para transformar el momento resultante en un par de fuerzas tenemos que dividir por la distancia perpendicular entre estas fuerzas de traccion (T) y compresion (C) que seria igual a la distancia entre los centroides de las alas de la viga como se muestra en la ilustracion 90.

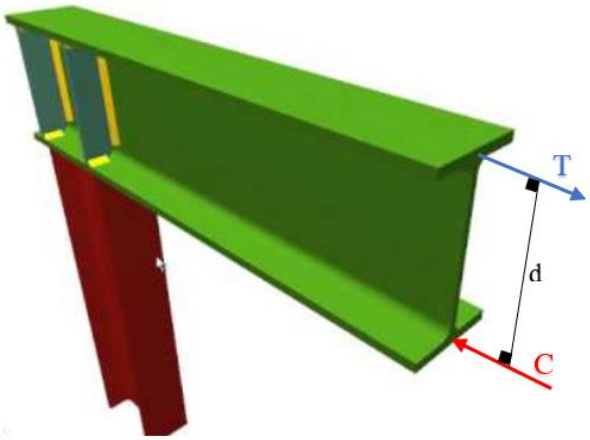


Ilustración 90. Cargas de Compresión y Tracción

Fuente: Adaptado de Metálicas 3D

$$Mpr = FyZe$$

$$M_{pr} = 2530\frac{Kgf}{cm^2} * 1307cm^3$$

$$Mpr = 33067.10\ Kgf * m = \ 33{,}0671\ Ton * m$$

$$T = C = \frac{M_{pr}}{d}$$

$$d = 400\ cm - \left(\frac{e}{2} * 2\right) = (40 - 1.35)\ cm = 38{,}65\ cm$$

$$T' = C' = \frac{33067.10\ Kgf * m}{0{,}3865\ m}$$

$$T' = C' = 85555{,}239 Kgf = 85.55\ Ton$$

Para optimizar los resultados de nuestros modelos ante este par de cargas debemos buscar que esta carga se distribuya a lo ancho de las alas de la viga, para lo cual tomaremos los nudos generados en la discretizacion de las alas de la viga para colocar cargas puntuales en cada uno de estos puntos. La discretizacion en las alas de la viga nos genero siete nudos, por lo cual el valor total de la carga de compresion y traccion se dividira para este valor y obtener 7 cargas puntuales para cada ala de la viga dandonos un valor igual a.

$$T' = C' = 85555{,}239 Kgf = 85.55\ Ton$$

El momento generado por la carga cortante Vh a una distancia de 0.4m de la cara de la columna es igual a.

$$V_h = \frac{2 * M_{pr}}{L_h} \pm W_u * \frac{Lh}{2} \qquad Ec. 26$$

$$V_h = \frac{2 * 33067.10\ Kgf * m}{5.3m} \pm W_u * \frac{Lh}{2}$$

$$V_h = \ 12478{,}15\ Kgf \pm \ 15534{,}33 Kgf$$

$$V_{hviga1} = 28012.477\ Kgf$$

$$V_{hviga2} = 3056.177\ Kgf$$

$$M_{vh} = V_h * 0.4m$$

$$M_{vh} = 28012.477\ Kgf * 0.4m = \ 11204{,}99\ Kgf * m$$

$$C'' = T'' = \frac{M_{vh}}{d} = \frac{11204{,}99\ Kgf * m}{0{,}3865\ m} = 28990.92\ Kgf = 28.99\ ton$$

$$T = C = \frac{T' - T''}{7} = \frac{85555{,}239 Kgf - 28990.92\ Kgf}{7} = \frac{56564{,}319 Kgf}{7} = 8080{,}617 Kgf$$

$$T = C = 8{,}080617\ ton \qquad con\ Wu$$

$$T = C = \frac{T' - T''}{7} = \frac{85555{,}239Kgf - 12478{,}15\ Kgf}{7} = 10439.58$$

$$T = C = 10.43958\ ton \qquad \text{sin}\ Wu$$

Tomaremos el valor de la carga de compresion y traccion igual a 10.43958 toneladas con la finalidad de ser mas exigentes ya que de esta manera el corte generado por la carga gravitacional resta menos al momento probable generado en la viga.

Este valor se colocara en cada nudo de las alas con el respectivo signo para darle la direccion correcta a la carga para que el ala superior esté traccionada y la inferior comprimida como se muestra en la ilustracion 91 y se aplicara a todos los modelos.

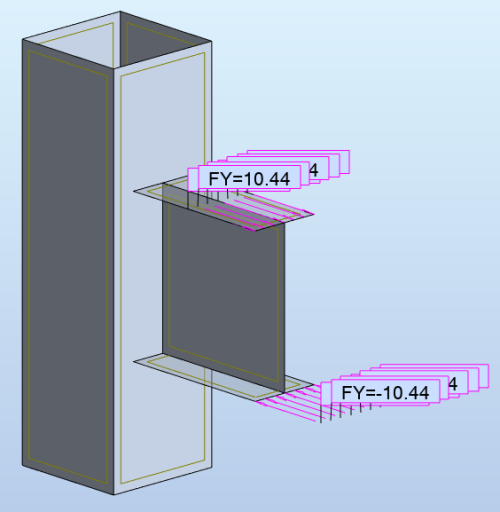


Ilustración 91. Carga Distribuida de Compresión y Tracción

4.6 Discretización para los Modelos 1,2,3

Con la finalidad de obtener resultados reales y observar las zonas en las que se producen concentrciones de esfuerzos en los diferentes modelos bajo la accion de las cargas antes mencionadas, es necesario una discretizacion de los elementos, es decir una divicion en areas ya sean rectangulares o triangulares medibles, las cuales nos permitiran observar de mejor manera los

mapas de calor que ofrece el software estructural para identificar esfuerzos, tensiones, deformaciones y demas resultados que sean nesesarios analizar.

El metodo de los elementos finitos consiste en dividir los elementos estructurales en areas finitas, lo cual permite que el programa realice un analisis mas exacto y especifico de lo que buscamos.

4.6.1 Discretización para Modelo 1

Para realizar la discretización de los miembros tipo placa es necesario tomar en cuenta las dimensiones de cada uno de estos y en base a esto seleccionar la figura geométrica adecuada para la división de áreas y la dimensión que estas van a tener, para todos los elementos hemos seleccionado áreas cuadrangulares que se adapten a cada uno de los miembros, luego de realizar algunas pruebas en el software se determinó que el área adecuada para las placas de la viga como de la columna es de 0.02 m X 0.03m, de esta manera coinciden en todos los puntos teniendo así un mallado uniforme para los elementos estructurales principales que son los que conforman este modelo 1. Para realizar el mallado seleccionamos las placas sobre las cuales queremos generar la malla y luego nos dirigimos al icono de opciones de malla, seleccionamos opciones avanzadas y tenemos dos opciones, dividimos los elementos por un valor de área, o podemos decirle al programa en cuantas partes dividir en cada dirección.

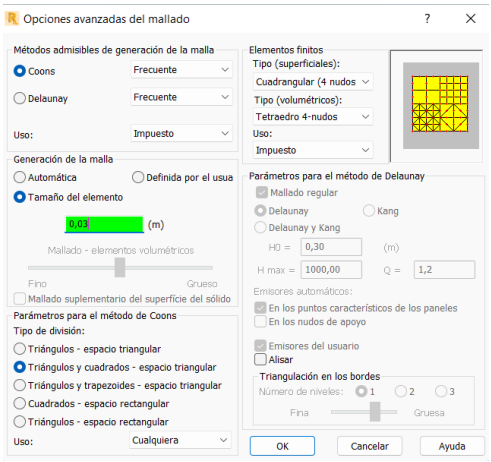


Ilustración 92. Opciones de Malla Avanzado

En la ilustracion 93 podemos observar como el software divide cada placa en areas iguales, es importante conseguir que el mallado sea uniforme para obtener resultamos optimos, caso contrario se deberia optar por otros tipo de figuras como son las triangulares o trapezoidales, pero debido a la geometria de nuestros elementos las figuras rectangulares calzan perfectamente.

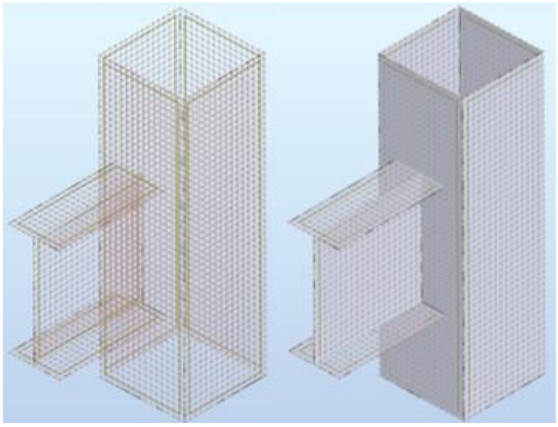


Ilustración 93. Malla Generada para Todo el Modelo 1.

4.6.2 Discretización para Modelo 2

Para todos los modelos con atiesadores artesanales realizaremos un mallado superficial cuadrangular de 0.03 m para los elementos principales como son las vigas y las columnas tal y como se realizó para el modelo 1, mientras que para los atiesadores artesanales se irán adecuando al mallado de acuerdo con el área de cada atiesador para los cuatro submodelos generados.

4.6.2.1 Discretización para modelo 2A

Para este submodelo tenemos un atiesador de 1 de largo por 0.08 m de ancho, con el fin de mantener la discretizacion de los elementos de principales con areas de lado igual a 0.03m, decidimos dividir el elemento en 4 partes en su ancho y 50 partes en todo su largo generando areas de 0.02m X 0.02m.

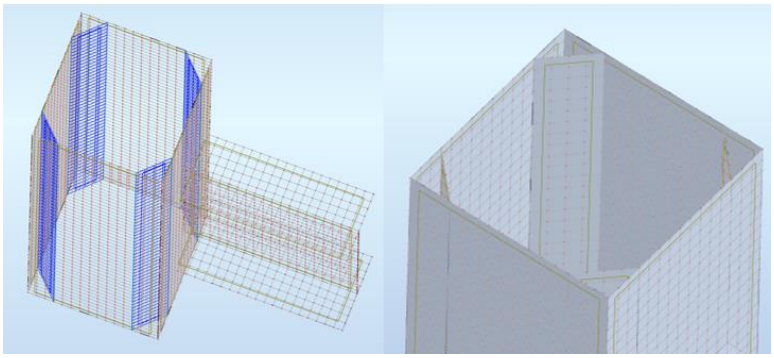


Ilustración 94. Discretización para Modelo 2A.

4.6.2.2 Discretización para modelo 2B

Para este submodelo tenemos un atiesador de 1 de largo por 0.04 m de ancho, con el fin de mantener la discretizacion de los elementos de principales con areas de lado igual a 0.03m, decidimos dividir el elemento en 2 partes en su ancho y 50 partes en todo su largo, generando areas de 0.02m X 0.02m.

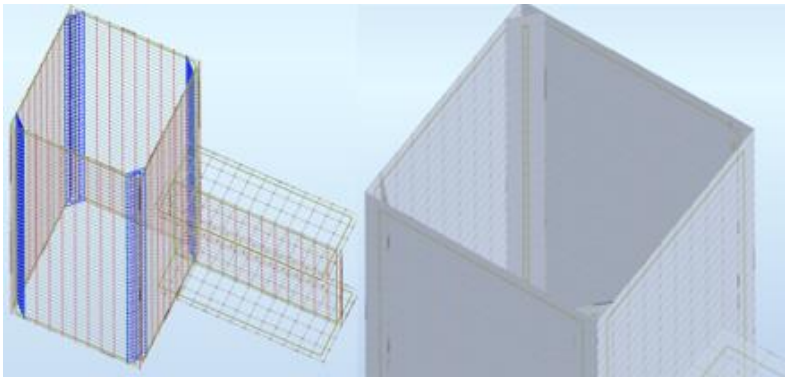


Ilustración 95. Discretización para Modelo 2B

4.6.2.3 Discretización para modelo 2C

Para este submodelo tenemos un atiesador de 0.6m de largo por 0.08 m de ancho, con el fin de mantener la discretizacion de los elementos de principales con areas de lado igual a 0.03m, decidimos dividir el elemento en 4 partes en su ancho y 30 partes en todo su largo, generando areas de 0.02m X 0.02m.

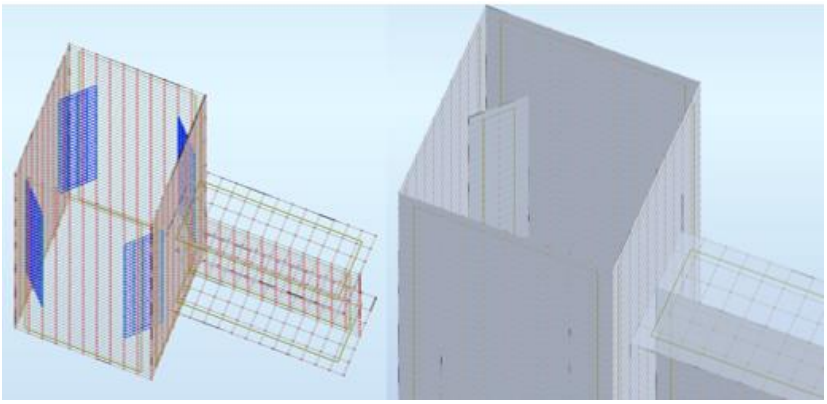


Ilustración 96. Discretización para Modelo 2C.

4.6.2.4 Discretización para modelo 2D

Para este submodelo tenemos un atiesador de 0.6m de largo por 0.08 m de ancho, con el fin de mantener la discretizacion de los elementos de principales con areas de lado igual a 0.03m, decidimos dividir el elemento en 2 partes en su ancho y 30 partes en todo su largo, generando areas de 0.02m X 0.02m.

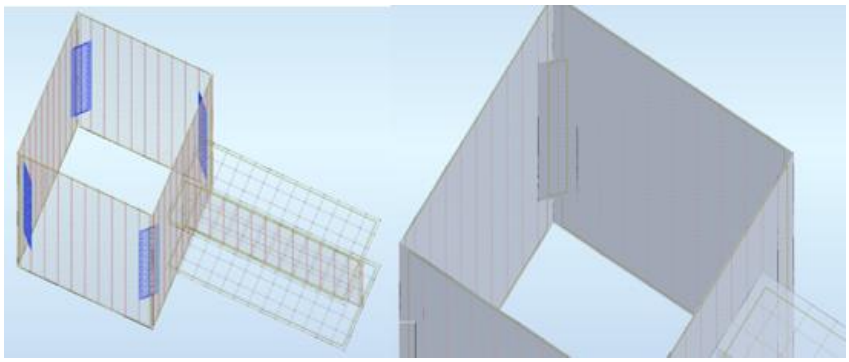


Ilustración 97. Discretización para Modelo 2D

4.6.3 Discretización para Modelo 3

Para este modelo se mantiene el mallado empleado en los modelos 1 y 2 para los elementos principales vigas y columnas, para las placas de continuidad que son simétricas y debido a sus dimensiones, se generó un mallado triangular alrededor del borde próximo al agujero por donde

pasa el hormigón y se conservó las dimensiones del mallado de las alas de la viga dando continuidad a la malla hacia las placas de continuidad ubicadas a la misma altura.

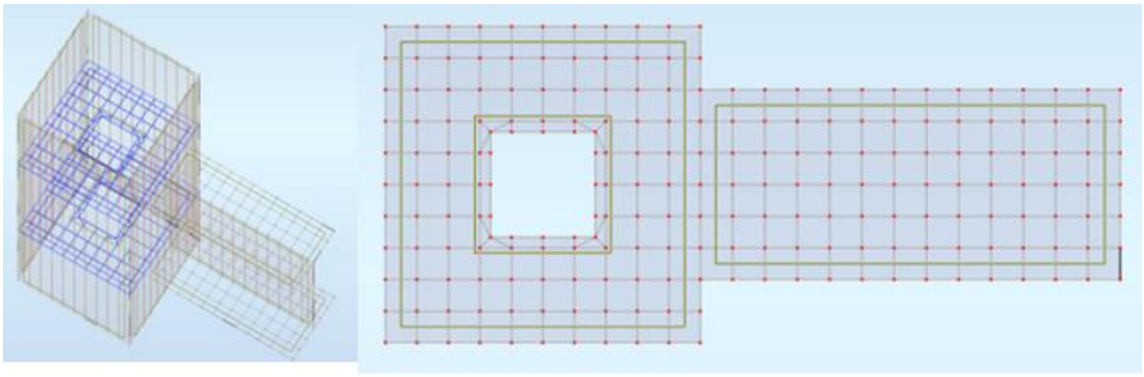


Ilustración 98. Discretización para Modelo 3

4.7 Creación de Apoyos

Es importante recordar que modelamos una porción de la columna, es decir realizamos un corte en cada extremo de la columna tomando una porción igual a un metro, para que el programa pueda generar resultados es importante que nuestro modelo tenga apoyos, para esto hemos colocado un empotramiento como apoyo tanto en la parte superior como inferior de la columna, como nuestros elementos se encuentran discretizados es importante que seleccionemos cada uno de los nuevos nodos que se formaron por dicha división en áreas.

Para colocar los apoyos seleccionamos todos los nodos donde va a estar apoyado nuestro modelo y luego nos vamos al icono de apoyos, posteriormente creamos un nuevo tipo de apoyo rígido seleccionando todas las restricciones que este tendrá, que para este caso será en todas las direcciones y todos los giros posibles.

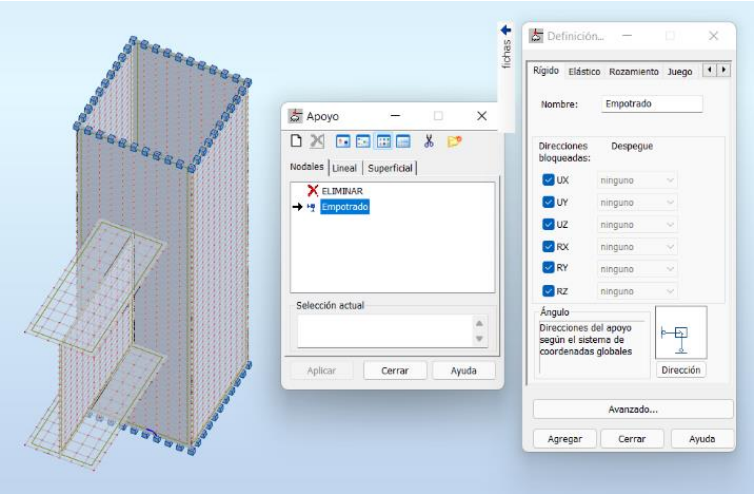


Ilustración 99. Apoyo Empotrado en los Extremos de la Columna

Los apoyos se van a repetir en todos los modelos, ya que queremos obtener los resultados bajo las mismas acciones y reacciones.

4.8 Resultados del Análisis Estructural

Una vez realizado los modelos con sus respectivos elementos estructurales, placas y atiesadores artesanales y bajo las mismas condiciones de carga procedemos a realizar el análisis de cada modelo para de esta manera observar detalladamente los resultados de cada modelo respecto a deformaciones, desplazamientos y también mediante mapas de calor observar los esfuerzos y momentos que se producen en cada miembro.

Es importante tener en cuenta los ejes locales de cada placa, ya que los resultados que el programa entrega se basan en la configuración determinada por el usuario, estos ejes varían según el sentido en que fueron dibujados y para facilitar la interpretación de los resultados modificamos los ejes locales a conveniencia para que tenga estricta relación con la configuración que el programa plantea en su guía de uso como se muestra en la ilustración 100.

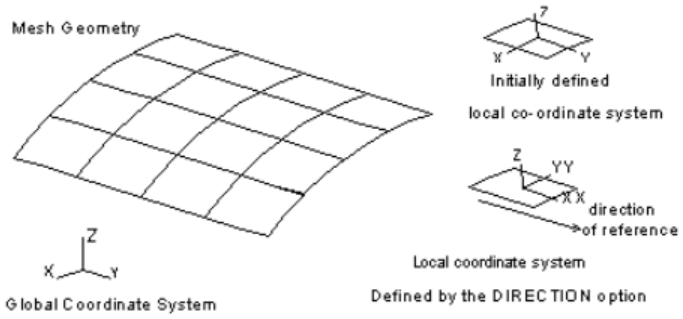


Ilustración 100. Coordenadas Rotadas para Interpretación de Resultados.

Fuente: Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023.

Una vez interpretado esto colocamos los ejes locales en cada placa según el ejemplo indicado y esto lo haremos para todos los modelos con la finalidad de obtener los resultados en cada modelo bajo las mismas condiciones, para ello seleccionamos la placa a la cual queremos modificarle sus ejes locales y en la pestaña estructura le damos en propiedades y seleccionamos orientación del sistema local de los paneles.

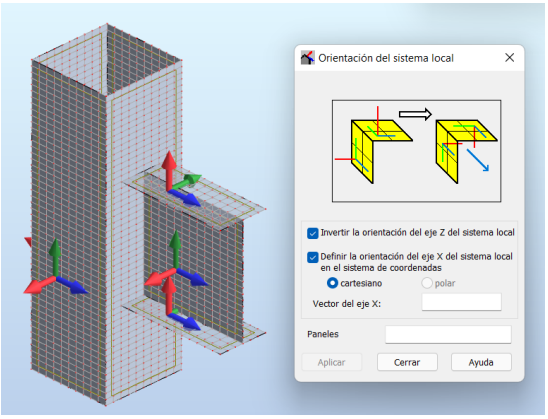


Ilustración 101. Configuración de Coordenadas Locales en Paneles

Con la configuración de los ejes locales a nuestra conveniencia vamos a poder interpretar de mejor manera los resultados, para esto la guía de robot nos muestra dos graficas para la interpretación de resultados tanto para desplazamientos y rotaciones como para fuerzas.

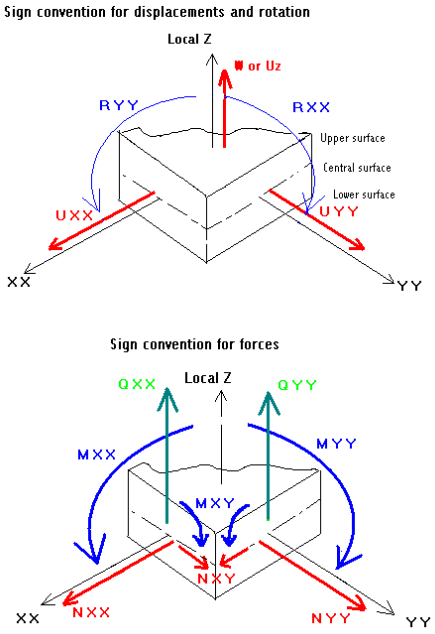


Ilustración 102. Conversión de Signos para desplazamientos, Rotaciones y Cargas

Fuente: Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023.

Con esta premisa podemos interpretar los resultados de mapas detallados que nos ofrece el programa teniendo en cuenta que los resultados los entrega para cada configuración de ejes locales de panel, si queremos ver resultados globales y ver cómo reacciona toda la estructura en conjunto debemos ir a la pestaña de mapas – compuestos.

4.8.1 Deformaciones y Desplazamientos

Las estructuras bajo el efecto de una carga se deforman, y este cambio en su configuración geométrica genera pequeños desplazamientos, estos desplazamientos pueden ser lineales o angulares, es decir pueden ser desplazamientos horizontales o verticales y giros respectivamente.

Para poder interpretar de mejor manera los resultados es importante tomar en cuenta los desplazamientos relativos, esto nos permite medir la deformación a partir de un estado inicial y un estado final del elemento estructural, cabe recalcar que los giros o desplazamientos angulares es

igual al ángulo formado por las tangentes de la sección en su estado inicial y su estado final como se muestra en la ilustración 103.

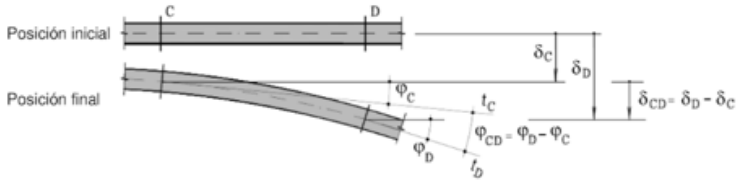


Ilustración 103.Desplazamientos Lineales y Angulares

Fuente: Análisis Estructural I. Ing. Raúl Kaufmann https://www.studocu.com/es-ar/document/universidad-nacional-de-rosario/analisis-estructural-i/deformaciones-y-desplazamientos/2316572

Para obtener los resultados de deformaciones, debemos correr el análisis y una vez terminado nos vamos a la pestaña de resultados y seleccionamos la opción de diagramas-barras, y se desplegara una nueva venta en la que seleccionaremos la opción de deformaciones y aplicamos para ver la estructura deformada y la información general de los miembros estructurales.

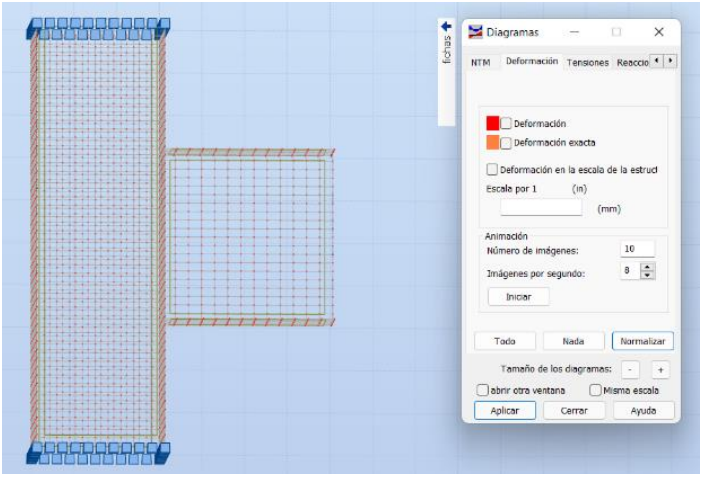


Ilustración 104. Deformaciones Robot Structural

En la ilustración 105 se muestra la deformada que nos genera el programa bajo los efectos de las cargas determinadas a partir del momento máximo probable Mpr, la cual ira cambiando en los modelos debido al efecto de los atiesadores y placas de continuidad, sin embargo, la tendencia de

la deformada conserva esa forma variando en su magnitud. Es importante mantener una escala específica para todos los modelos para que los resultados sean coherentes.

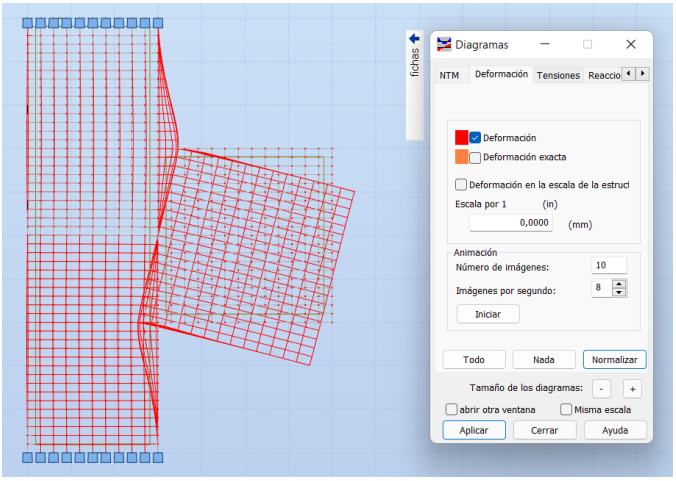


Ilustración 105. Deformada Generada por Cargas

El programa nos permite obtener información más detallada para observar los desplazamientos lineales y desplazamientos angulares en cada placa que conforma toda la estructura sin embargo podemos determinar los desplazamientos globales Ux, Uy, Uz y de esta manera poder comparar cuanto se desplazan en dichas direcciones cada modelo.

Los desplazamientos angulares son de suma importancia ya que la conexión puede rotar 0.04 rad por normativa, es importante comprender geométricamente como se determina este de giro, pues este ángulo va a estar comprendido entre el elemento en su estado inicial y la recta tangente a la deformada en su estado final, formándose de esta manera un triángulo rectángulo para este caso como podemos ver en la ilustración 106. Sin embargo, el programa también nos permite determinar las rotaciones para diferentes planos para poder determinar estos ángulos de rotación.

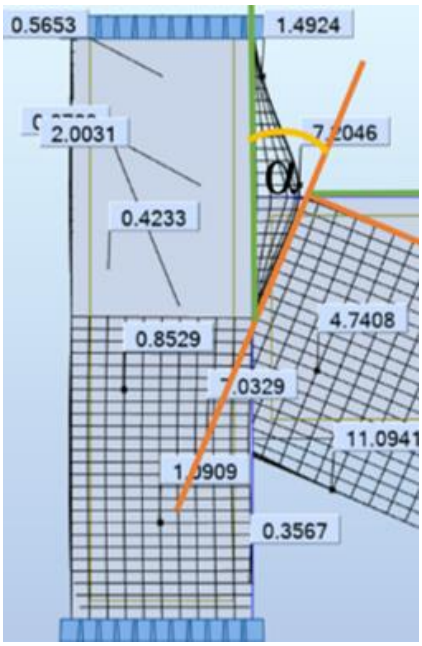


Ilustración 106. Angulo de Giro de la Conexión

4.8.2 Esfuerzos Internos

Cuando un miembro estructural es sometido a cargas externas y éste se encuentra en un estado de equilibrio, cualquier parte o sección del miembro deberá también estar equilibrada, con este principio se entiende la asociación entre las cargas externas e internas de un elemento estructural bajo un efecto de acción y reacción, principio que nos indica diferencia entre cuerpos rígidos que se asocian al equilibrio externo y cuerpos deformables con el equilibrio interno (Arcos, 2022).

Con el fin de observar donde se produce la mayor concentración de esfuerzos en nuestros elementos estructurales el programa tiene una herramienta que nos permite observar mediante mapas de calor los sectores donde los esfuerzos son más altos o bajos, gracias a que trabajamos bajo la modalidad de elementos finitos el programa puede mostrarnos los valores de los esfuerzos con mayor exactitud a lo largo de todo el elemento discretizado. Para ver los resultados debemos correr el análisis en el programa y una vez finalizado nos vamos a la pestaña resultados para luego

seleccionar el icono de mapas – paneles, se desplegará una nueva ventana que contiene toda la información para resultados que queremos obtener.

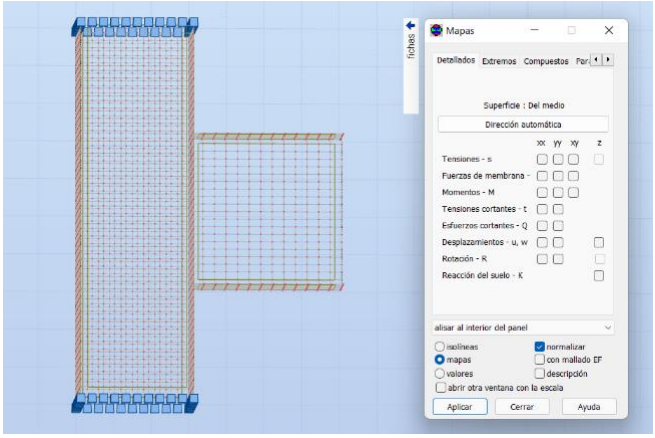


Ilustración 107. Mapas de Calor Robot Structural

4.8.3 Resultados del Análisis Estructural para el Modelo 1

4.8.3.1 Deformaciones y desplazamientos Modelo 1

Este modelo al no tener ningún tipo de elemento estructural adicional a más de la viga y de la columna se espera que tenga las mayores deformaciones rotacionales y lineales, el programa nos permite observar los valores de las deformaciones de cada punto que conforma el mallado de los elementos, para esto vamos a la ventana de resultados nos dirigimos a parámetros y seleccionamos fichas en la descripción de los diagramas para ver los valores numéricos de las deformaciones totales.

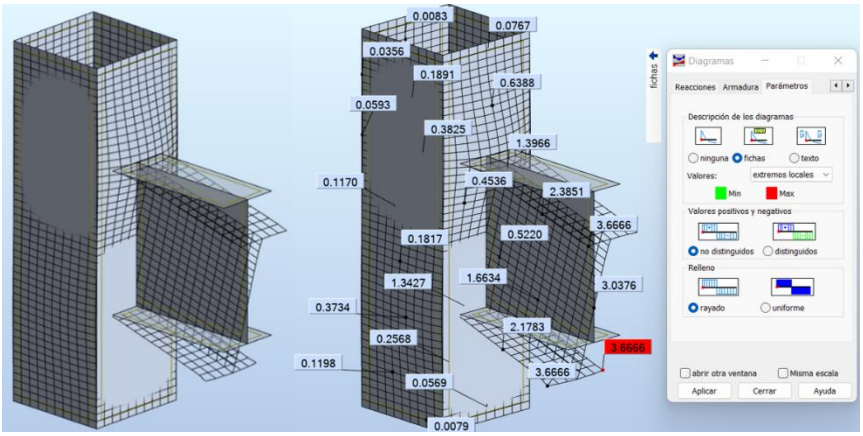


Ilustración 108. Desplazamiento Lineal Máximo Modelo 1

Como podemos observar la deformación total máxima es de 3.67 mm.

Los desplazamientos globales Ux, Uy, y Uz pueden ser determinados mediante un mapa de calor como se muestra en la ilustración 121 respectivamente, también mediante una tabla de resumen de extremos globales, tomaremos el valor absoluto y el mayor valor de los resultados para cada caso.

Los valores absolutos para Ux = 0.3736mm, Uy = 1.9806mm y Uz = 3.1631mm.

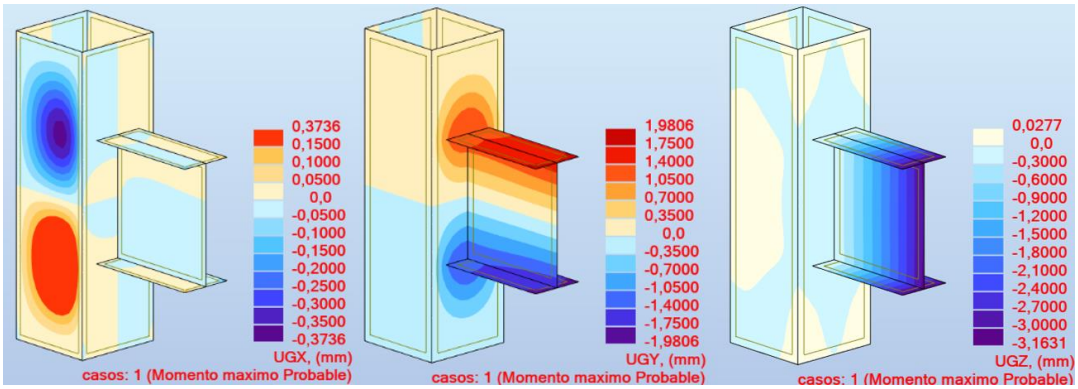


Ilustración 109. Desplazamientos Ux Uy Uz para Modelo 1

El programa nos permite obtener una tabla de desplazamientos lineales y rotacionales de cada nudo que conforma el modelo, sin embargo, estos resultados son generados por cada elemento finito para lo cual procederemos a determinar el giro de la conexión con cálculos manuales siguiendo la premisa mostrada en la ilustración 106.

Formaremos un triángulo rectángulo formado por la mitad de la sección de la viga como el cateto adyacente ya que en este punto no se producen desplazamientos y será igual a 200mm y el desplazamiento del nudo central de la viga en el ala superior o inferior en dirección Y como el cateto opuesto igual a 1.3725mm, de esta manera determinaremos el ángulo de giro de la conexión como se muestra en la ilustración 110.

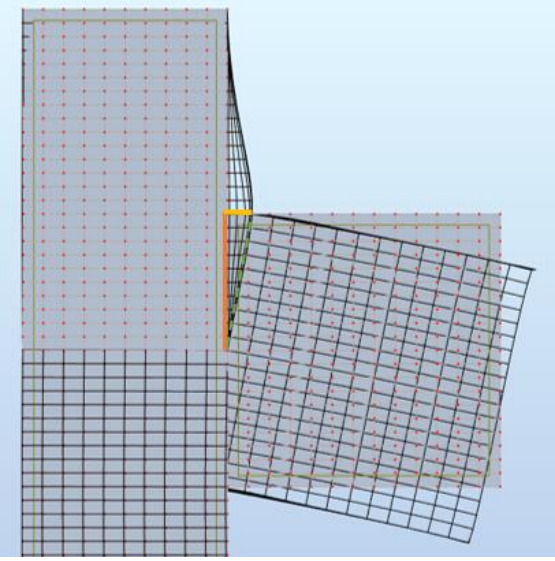


Ilustración 110 Desplazamiento Angular Modelo 1

$$tan\theta = \frac{1.3725}{200} = 0.3914\,° = 0.006862rad$$

4.8.3.2 Esfuerzos Modelo 1

Los esfuerzos y momentos que el programa entrega en los resultados son en base a los ejes locales de cada placa, para una interpretación más profunda de cada elemento, sin embargo, también nos presenta resultados en base a una envolvente para apreciar de manera general la respuesta que tiene nuestro modelo bajo la acción de cargas.

En la ilustración 123 podemos observar mediante un mapa de calor el momento generado en el modelo, el mayor momento se genera en los extremos de la unión entre las alas de la viga y la columna con un valor de 10,82 ton*m.

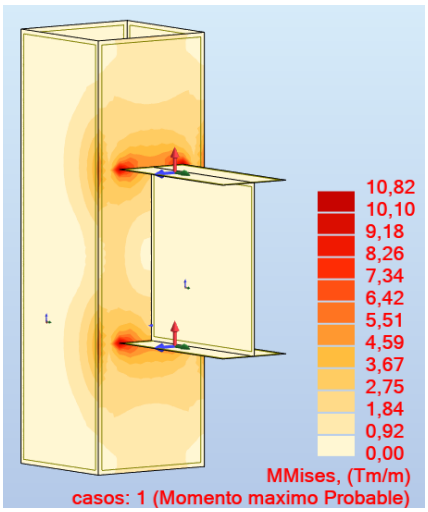


Ilustración 111 Momentos Generados en el Modelo 1

Esto podemos analizarlo de manera más especifica si realizamos un corte a la altura de las alas de la viga y obtener el diagrama de momento en la cara de la columna y comprobar que efectivamente ese valor se aproxime lo analizado de manera general.

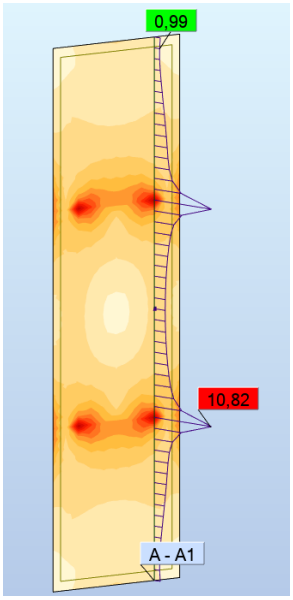


Ilustración 112. Diagrama de momentos en la Cara de la Columna Modelo1

Como podemos ver en la gráfica en color morado los momentos máximos o picos se producen justo en los extremos de las alas de la viga dando como resultado el momento máximo.

Los esfuerzos totales globales de cada modelo como se muestra en la ilustración 113 para el modelo el esfuerzo global máximo es igual a 14196.30 Kgf/cm^2.

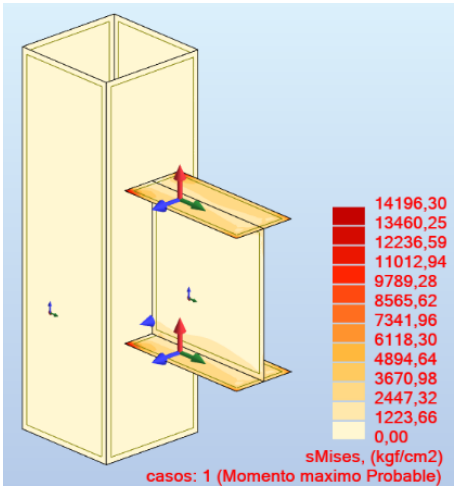


Ilustración 113. Esfuerzos Globales para Modelo 1

Para tener un resultado más específico podemos aislar el ala de la viga y determinar los esfuerzos que se producen en la zona conectada a la columna que es la zona de interés, y de aquí tomaremos el máximo valor de esfuerzo para compararlo con los demás modelos.

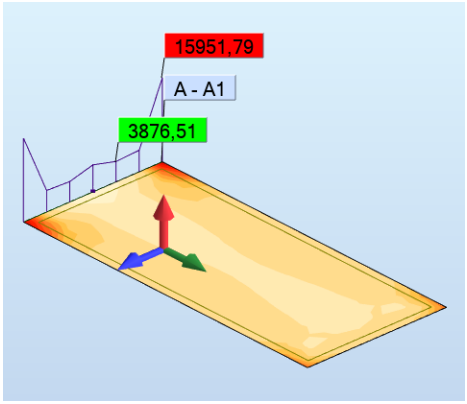


Ilustración 114. Esfuerzo Generado en el Ala de la Viga Modelo 1

Como podemos observar el valor del esfuerzo aumento analizando únicamente la placa que forma el ala de la viga, esto se debe a que los esfuerzos analizados son generales de toda la estructura,

por lo tanto, el esfuerzo determinado en el ala de la viga será el esfuerzo máximo igual a 15951.79 Kgf/cm^2.

4.8.4 Resultados del Análisis Estructural para el Modelo 2

El modelo 2 incluye cuatro submodelos con atiesadores artesanales y seguiremos el mismo procedimiento realizado en el modelo 1 para determinar los desplazamientos lineales globales, desplazamientos angulares y los esfuerzos y momentos.

4.8.4.1 Resultados del análisis estructural para el modelo 2A

4.8.4.1.1 Deformaciones y desplazamientos Modelo 2A

Luego de correr el análisis podemos ver que la deformada de este modelo conserva su geometría, sin embargo, podemos notar curvas menos pronunciadas y esto lo podremos notar una vez que verifiquemos el desplazamiento lineal máximo total en la tabla de resultados, pero la gran diferencia en este modelo es precisamente que los atiesadores también presentan una deformación considerable.

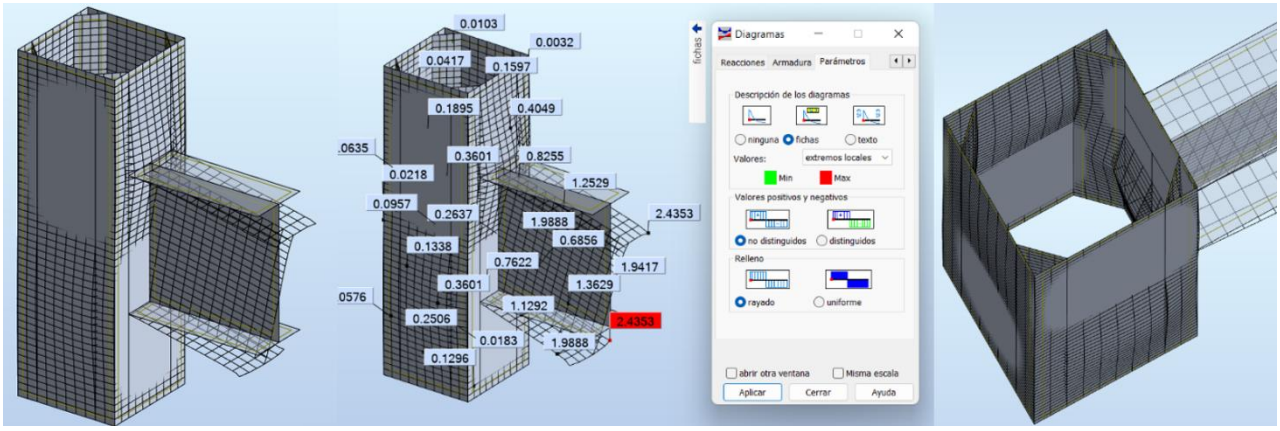


Ilustración 115. Desplazamiento Lineal Máximo Modelo 2A

El desplazamiento total máximo es igual a 2.4353 mm, los desplazamientos globales Ux, Uy, y Uz pueden ser determinados mediante un mapa de calor como se muestra en la ilustración 116 respectivamente, Valores absolutos para Ux = 0.3581mm, Uy = 1.4022mm y Uz = 2.0224mm.

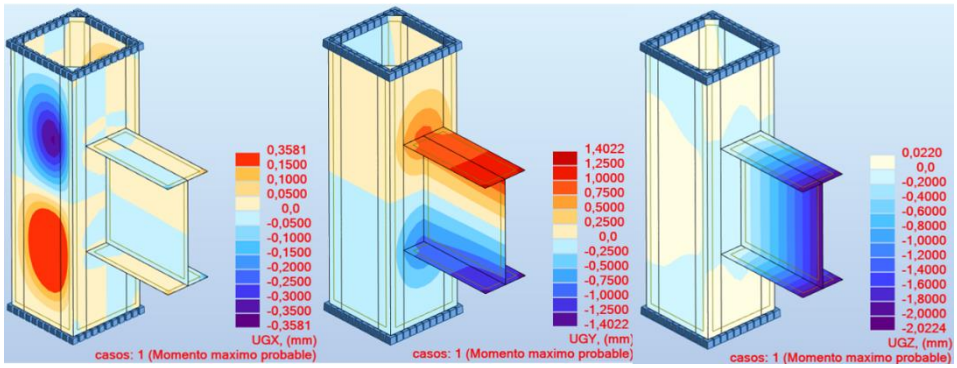


Ilustración 116. Desplazamientos Ux Uy Uz para Modelo 2A

Para determinar los desplazamientos rotacionales seguiremos el mismo principio utilizado en el modelo 1 y obtendremos el valor del nudo central de la viga en el ala superior o inferior en dirección Y como el cateto opuesto igual a 0.8054 mm y el cateto opuesto estará formado por la mitad de la altura de la viga igual a 400 mm de esta manera determinaremos el ángulo de giro de la conexión como se muestra en la ilustración 117.

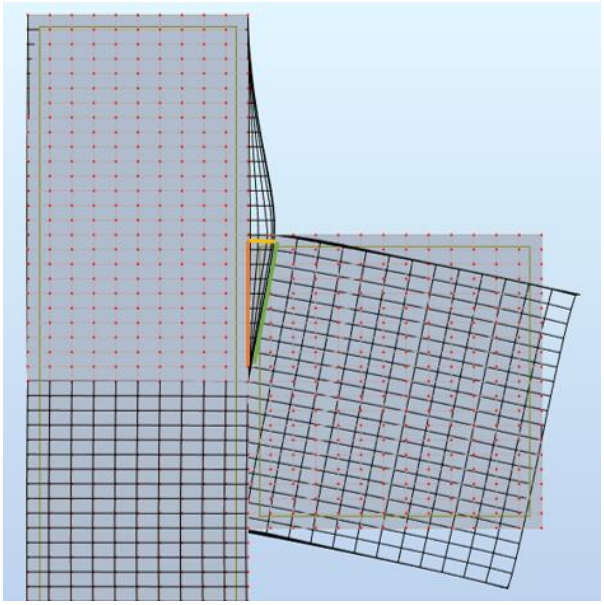


Ilustración 117. Desplazamiento Angular Modelo 2A

$$tan\theta = \frac{0.8054}{200} = 0.2307\,° = 0.004027rad$$

4.8.4.1.2 Esfuerzos Modelo 2A

En la ilustración 118 podemos observar mediante un mapa de calor el momento generado en el modelo en general, como podemos observar el mayor momento se genera en los extremos de la unión entre las alas de la viga y la columna con un valor de 5.33 ton*m.

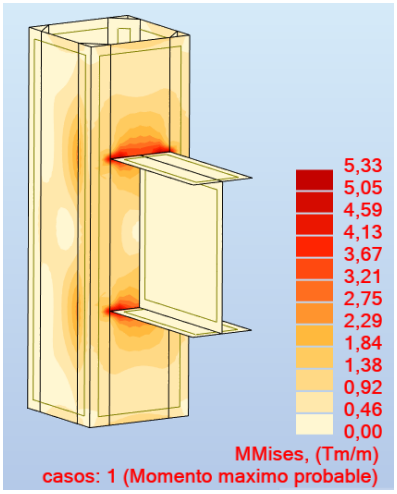


Ilustración 118. Momentos Generados en el Modelo 2A

Esto podemos analizarlo de manera más especifica si realizamos un corte en la cara de la columna a la altura de las alas de la viga y obtener el diagrama de momento y el valor del momento máximo que nos proporciones la gráfica será el momento que optaremos para compararlo con los otros modelos.

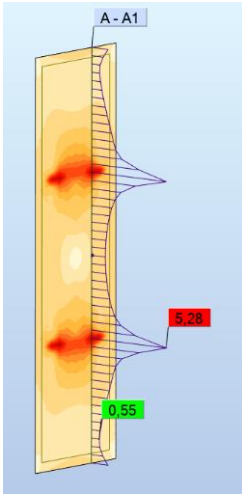


Ilustración 119. Diagrama de momento máximo en la Cara de la Columna Modelo 2A

Como podemos ver en la gráfica en color morado los momentos máximos o picos se producen justo en los extremos de las alas de la viga y se ratifica el valor del momento aproximado en esa zona igual a 5.28 ton*m.

Para los esfuerzos tomaremos en cuenta los esfuerzos totales globales de cada modelo como se muestra en la ilustración 120 para el modelo el esfuerzo global a igual a 11863.00 Kgf/cm^2.

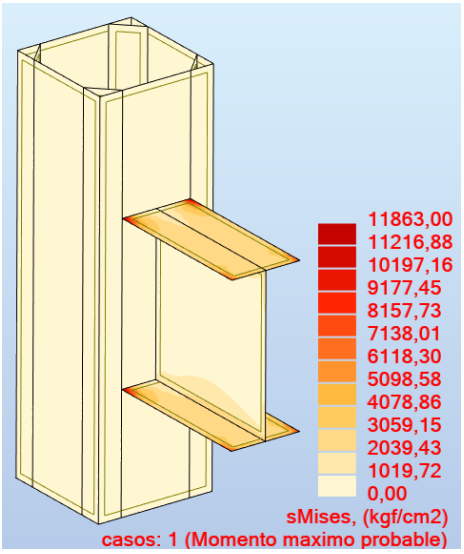


Ilustración 120. Esfuerzos para Modelo 2A

Para tener un resultado más específico podemos aislar el ala de la viga y determinar los esfuerzos que se producen en la zona conectada a la columna que es la zona de interés, y de aquí tomaremos el máximo valor de esfuerzo para compararlo con los demás modelos.

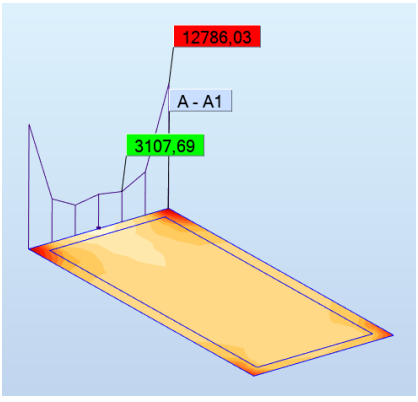


Ilustración 121. Esfuerzo Generado en el Ala de la Viga Modelo 2A

El valor del esfuerzo en la placa que forma el ala de la viga para el modelo 2A es igual a 12786.03 Kgf/cm^2.

4.8.4.2 Resultados del análisis estructural para el modelo 2B

4.8.4.2.1 Deformaciones y desplazamientos Modelo 2B

El modelo 2B conserva la curva de la deformada, hay que recordar que las dimensiones de los atiesadores se redujeron en su ancho respecto a los atiesadores del modelo 2A, se puede apreciar que los atiesadores también sufren una deformación bastante visible, sobre todo los atiesadores colocados en la cara de la columna conectada con la viga.

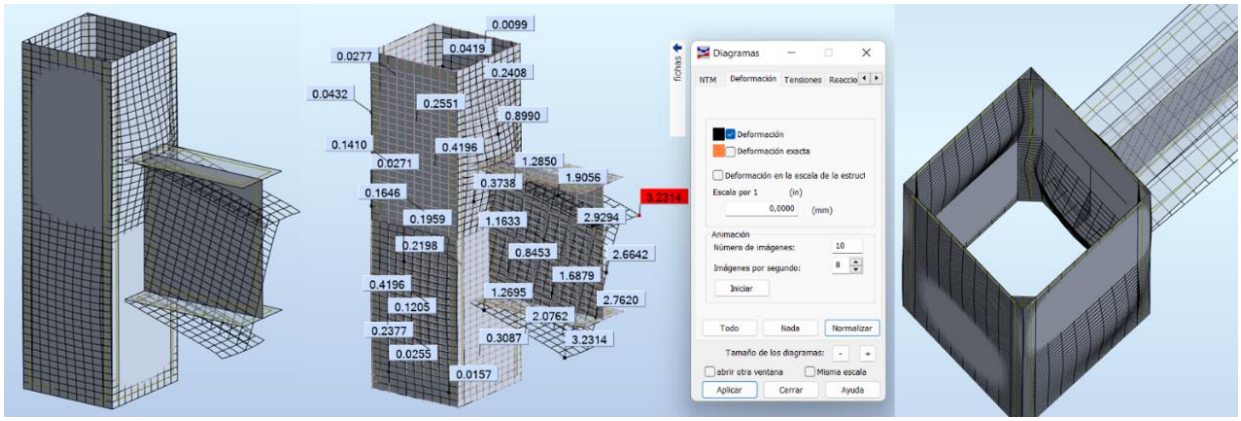


Ilustración 122. Desplazamiento Lineal Máximo Modelo 2B

El desplazamiento total máximo es igual a 3.2314 mm, los desplazamientos globales Ux, Uy, y Uz pueden ser determinados mediante un mapa de calor como se muestra en la ilustración 123 respectivamente, Valores absolutos para Ux = 0.4174mm, Uy = 1.7641mm y Uz = 2.7405mm.

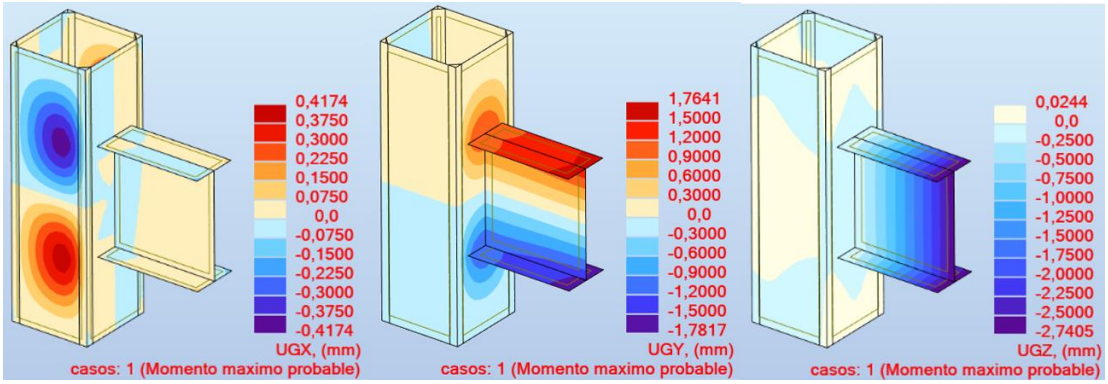


Ilustración 123. Desplazamientos Ux Uy Uz para Modelo 2B

Para determinar los desplazamientos rotacionales seguiremos el mismo principio utilizado en el modelo 1 y obtendremos el valor del nudo central de la viga en el ala superior o inferior en dirección Y como el cateto opuesto igual a 1.1738 mm y el cateto opuesto estará formado por la mitad de la altura de la viga igual a 400 mm de esta manera determinaremos el ángulo de giro de la conexión como se muestra en la ilustración 124.

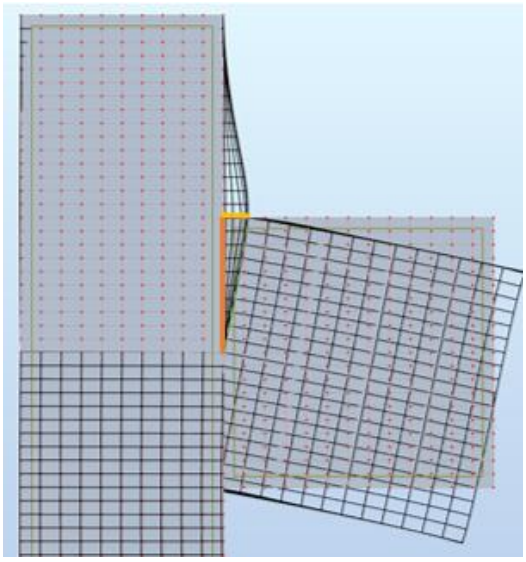


Ilustración 124. Desplazamiento Angular Modelo 2B

$$tan\theta = \frac{1.1738}{200} = 0.3363\,^{\circ} = 0.005869rad$$

4.8.4.2.2 Esfuerzos Modelo 2B

El momento determinado en este modelo se lo puede apreciar mediante un mapa de calor, como podemos observar en la ilustración 125.

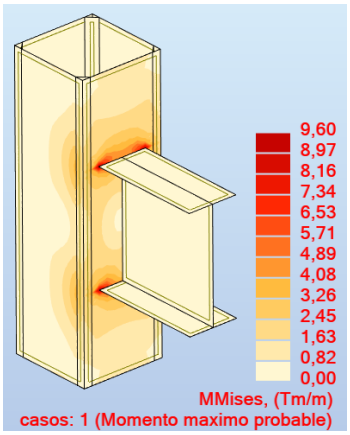


Ilustración 125. Momentos Generados en el Modelo 2B

Como era de esperarse los momentos máximos se producen en la cara de la columna justo en a la altura del alas superior e inferior de la viga conectada dando como resultado un valor de 9.60 ton*m.

Esto podemos analizarlo de manera más especifica si realizamos un corte en la columna a la altura de las alas de la viga y podemos observar la gráfica de momentos y comprobar efectivamente que ese valor corrobore lo analizado de manera general.

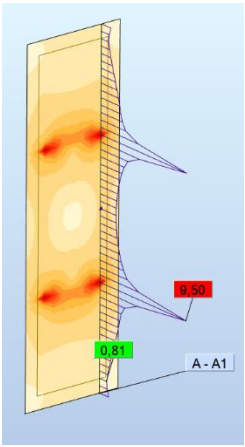


Ilustración 126. Momento Máximo en la Cara de la Columna Modelo 2B

Como podemos ver en la gráfica en color morado los momentos máximos o picos se producen justo en los extremos de las alas de la viga el momento es igual a 9.50 ton*m.

El software también nos permite observar los esfuerzos generados mediante un mapa de calor en el modelo como se muestra en la ilustración 127.

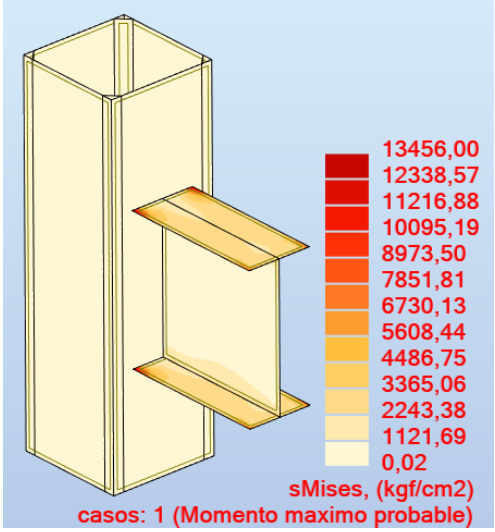


Ilustración 127. Esfuerzos para Modelo 2B

Para tener un resultado más específico podemos aislar el ala de la viga y determinar los esfuerzos que se producen en la zona conectada a la columna que es la zona de interés, y de aquí tomaremos el máximo valor de esfuerzo para compararlo con los demás modelos.

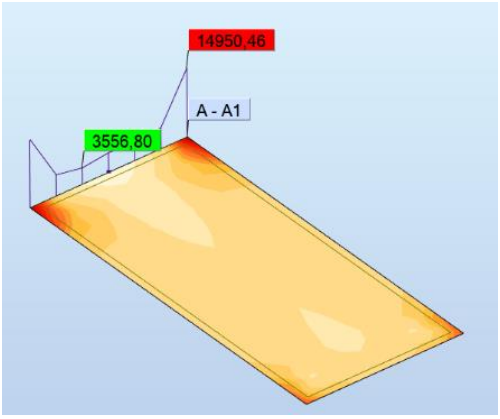


Ilustración 128. Esfuerzo Generado en el Ala de la Viga Modelo 2B

Como podemos observar el valor del esfuerzo aumento analizando la placa que forma el ala de la viga, esto se debe a que los esfuerzos analizados en toda la estructura son generales de toda la estructura, por lo tanto, el esfuerzo generado para el modelo 2B es igual a 14950.46 Kgf/cm^2.

4.8.4.3 Resultados del análisis estructural para el modelo 2C

4.8.4.3.1 Deformaciones y desplazamientos Modelo 2C

Para el modelo 2C existe una modificación en el largo del atiesador respecto de los modelos 2A y 2B, dichos atiesadores sufren una deformación notoria, sobre todo el par de atiesadores que se encuentran en la cara de la columna conectada a la viga.

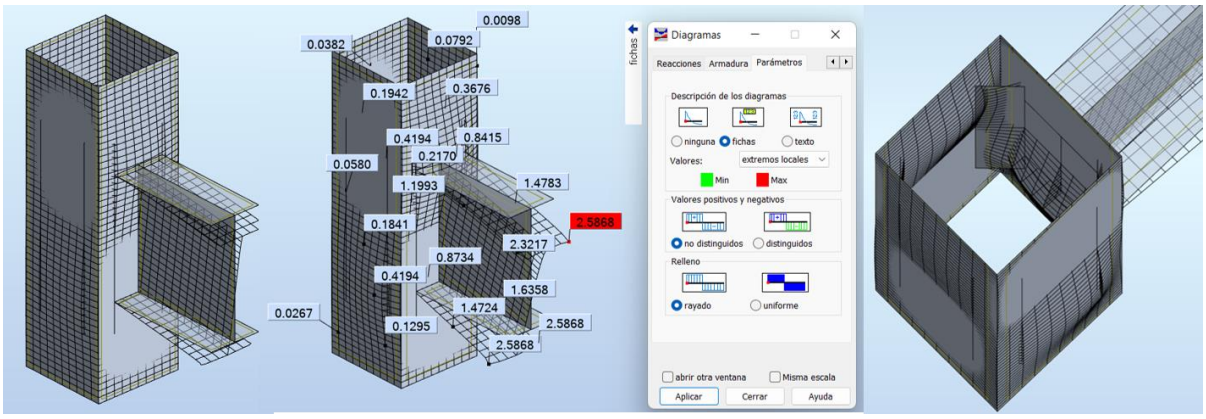


Ilustración 129. Desplazamiento Lineal Máximo Modelo 2C

El desplazamiento total máximo es igual a 2.5868 mm, los desplazamientos globales Ux, Uy, y Uz pueden ser determinados mediante un mapa de calor como se muestra en la ilustración 130 respectivamente, Valores absolutos para Ux = 0.4170mm, Uy = 1.4812mm y Uz = 2.1628mm.

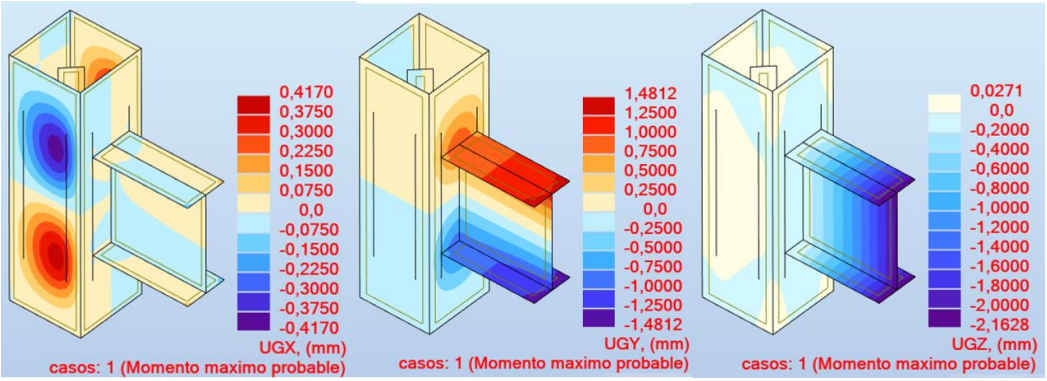


Ilustración 130. Desplazamientos Ux Uy Uz para Modelo 2C

Para determinar los desplazamientos rotacionales seguiremos el mismo principio utilizado en el modelo 1 y obtendremos el valor del nudo central de la viga en el ala superior o inferior en dirección Y como el cateto opuesto igual a 0.8730mm y el cateto opuesto estará formado por la mitad de la altura de la viga igual a 400 mm de esta manera determinaremos el ángulo de giro de la conexión como se muestra en la ilustración 131.

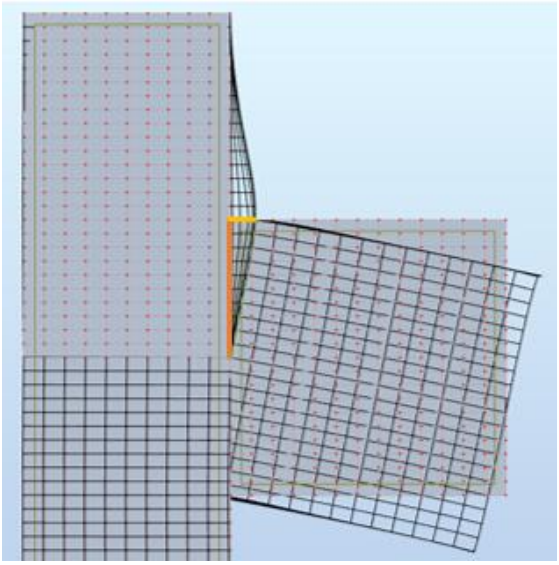


Ilustración 131. Desplazamiento Angular Modelo 2C

$$tan\theta = \frac{0.8730}{200} = 0.2501\,° = 0.004365rad$$

4.8.4.3.2 Esfuerzos Modelo 2C

El momento determinado en este modelo se lo puede apreciar mediante un mapa de calor, como podemos observar en la ilustración 132.

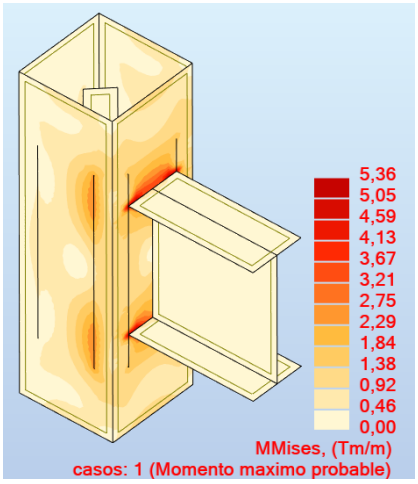


Ilustración 132. Momentos Generados en el Modelo 2C

Los momentos máximos se producen en la cara de la columna justo en a la altura del alas superior e inferior de la viga conectada dando como resultado un valor de 5.35 ton*m.

Realizamos un corte a la altura de las alas de la viga y podemos observar la gráfica de momentos y comprobar efectivamente que ese valor corrobore lo analizado de manera general.

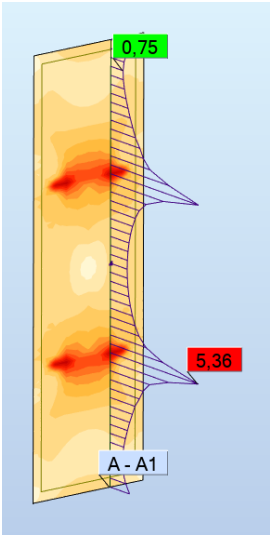


Ilustración 133. Momento Máximo en la Cara de la Columna Modelo 2C

Como podemos ver en la gráfica en color morado los momentos máximos o picos se producen justo en los extremos de las alas de la viga el momento es igual a 5.36 t*m.

Los esfuerzos generados se pueden observar mediante un mapa de calor en el modelo 2C como se muestra en la ilustración 134.

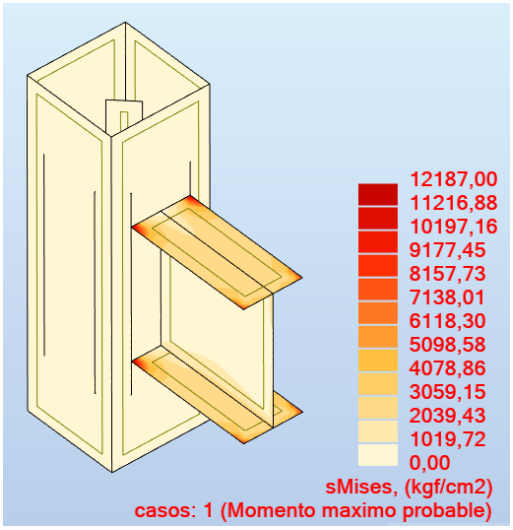


Ilustración 134. Esfuerzos para Modelo 2C

Para tener un resultado más específico podemos aislar el ala de la viga y determinar los esfuerzos que se producen en la zona conectada a la columna que es la zona de interés, y de aquí tomaremos el máximo valor de esfuerzo para compararlo con los demás modelos.

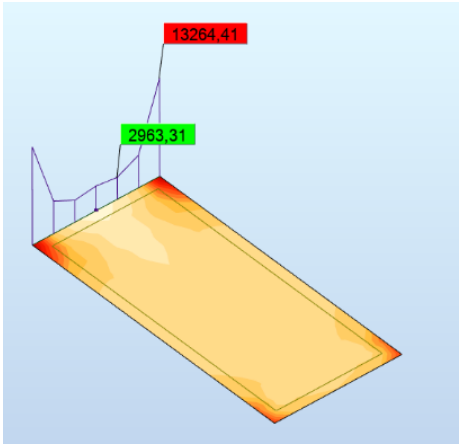


Ilustración 135. Esfuerzo Generado en el Ala de la Viga Modelo 2C

Se observa el valor del esfuerzo aumento analizando la placa que forma el ala de la viga, esto se debe a que los esfuerzos analizados en toda la estructura son generales de toda la estructura, por lo tanto, el esfuerzo generado para el modelo 2C es igual a 13264.41 Kgf/cm^2.

4.8.4.4 Resultados del análisis estructural para el modelo 2D

4.8.4.4.1 Deformaciones y desplazamientos Modelo 2D

Los atiesadores del modelo 2D conservan la longitud del modelo 2C, pero se reduce su ancho al espesor del modelo 2B, los resultamos de la deformada nos muestran en este último espécimen de atiesadores la deformación continua.

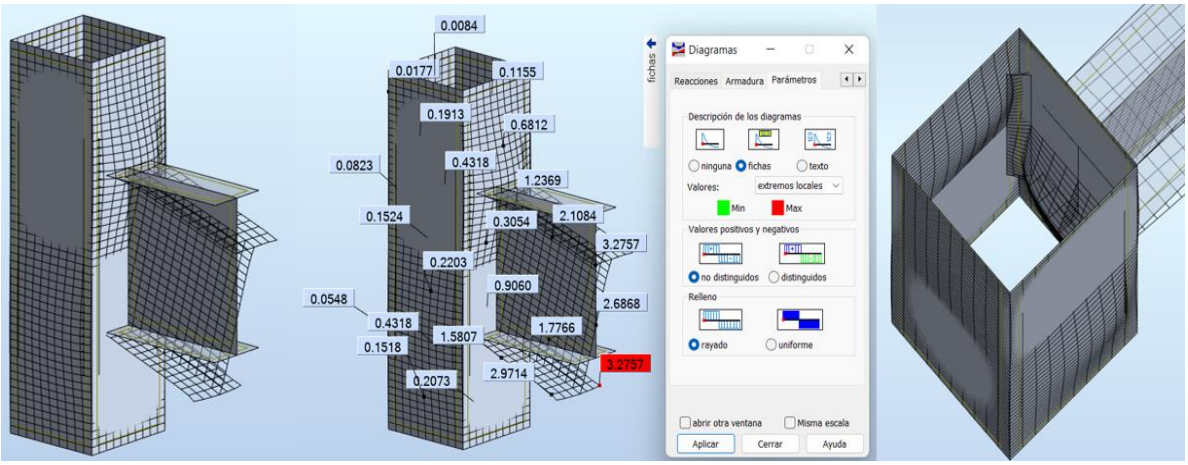


Ilustración 136. Desplazamiento Lineal Máximo Modelo 2D

El desplazamiento total máximo es igual a 3.2757 mm, los desplazamientos globales Ux, Uy, y Uz pueden ser determinados mediante un mapa de calor como se muestra en la ilustración 137 respectivamente, Valores absolutos para Ux = 0.4290mm, Uy = 1.7827mm y Uz = 2.8091mm.

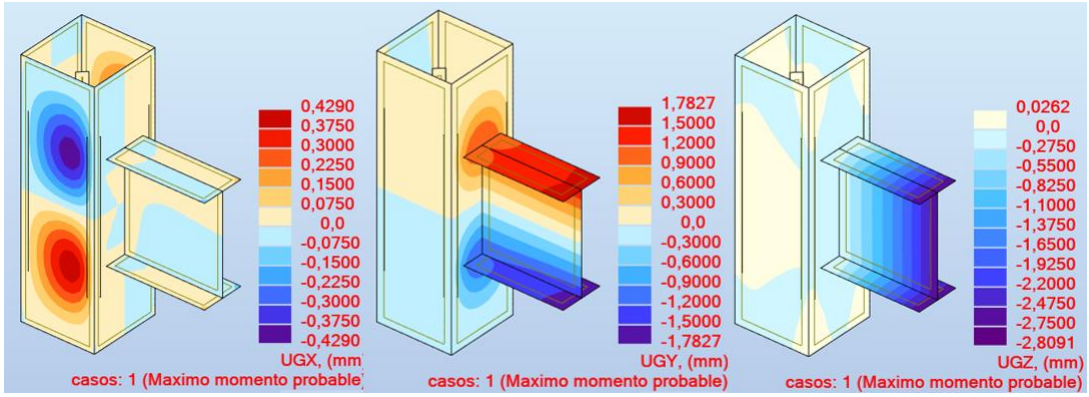


Ilustración 137. Desplazamientos Ux Uy Uz para Modelo 2D

Los desplazamientos rotacionales seguiremos el mismo principio utilizado en el modelo 1 y obtendremos el valor del nudo central de la viga en el ala superior o inferior en dirección Y como el cateto opuesto igual a 1.1934mm y el cateto opuesto estará formado por la mitad de la altura de la viga igual a 400 mm de esta manera determinaremos el ángulo de giro de la conexión como se muestra en la ilustración 138.

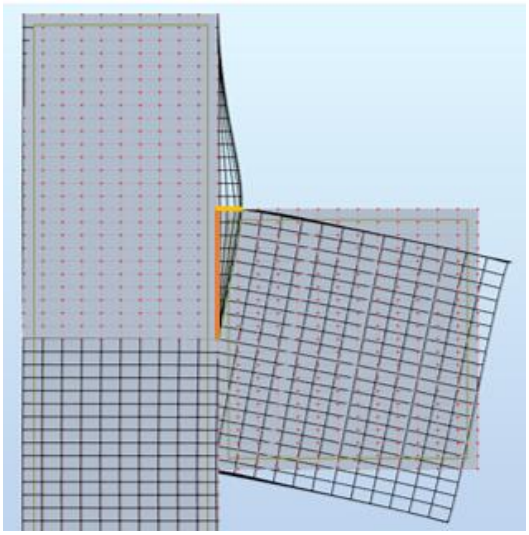


Ilustración 138. Desplazamiento Angular Modelo 2D

$$tan\theta = \frac{1.1934}{200} = 0.2501\,^{\circ} = 0.005967rad$$

4.8.4.4.2 Esfuerzos Modelo 2D

El momento determinado en este modelo se lo puede apreciar mediante un mapa de calor, como podemos observar en la ilustración 139.

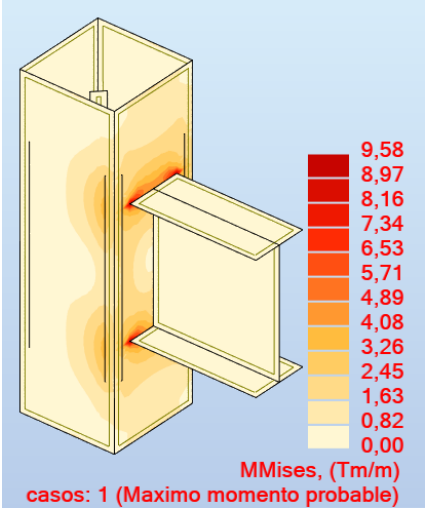


Ilustración 139. Momentos Generados en el Modelo 2D

Los momentos máximos se producen en la cara de la columna justo en a la altura del alas superior e inferior de la viga conectada dando como resultado un valor de 9.58 ton*m.

Realizamos un corte a la altura de las alas de la viga y podemos observar la gráfica de momentos y comprobar efectivamente que ese valor corrobore lo analizado de manera general.

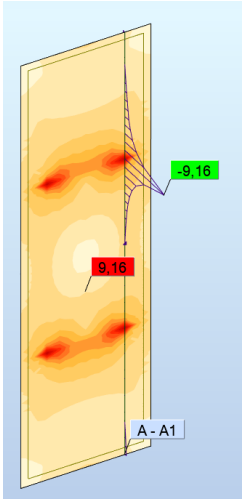


Ilustración 140. Momento Máximo en la Cara de la Columna Modelo 2D

Como podemos ver en la gráfica en color morado los momentos máximos o picos se producen justo en los extremos de las alas de la viga el momento es igual a 9.16 t*m.

Los esfuerzos generados se pueden observar mediante un mapa de calor en el modelo 2D como se muestra en la ilustración 141.

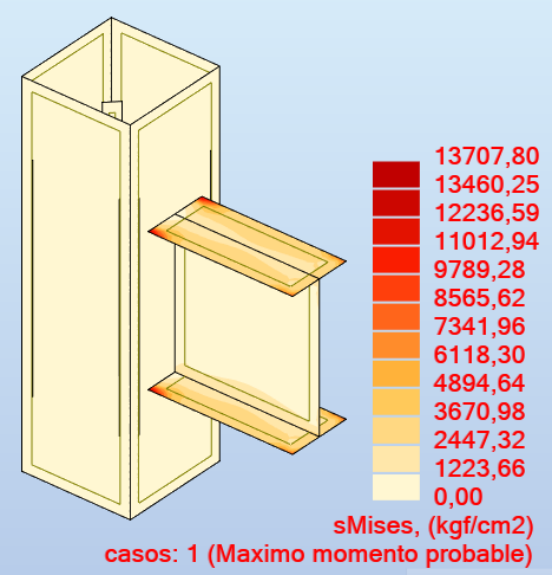


Ilustración 141. Esfuerzos para Modelo 2D

Para tener un resultado más específico podemos aislar el ala de la viga y determinar los esfuerzos que se producen en la zona conectada a la columna que es la zona de interés, y de aquí tomaremos el máximo valor de esfuerzo para compararlo con los demás modelos.

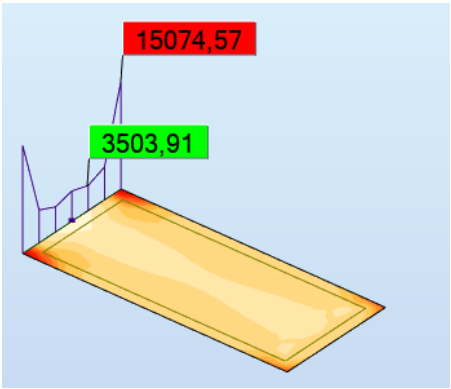


Ilustración 142. Esfuerzo Generado en el Ala de la Viga Modelo 2D

Se observa el valor del esfuerzo aumento analizando la placa que forma el ala de la viga, esto se debe a que los esfuerzos analizados en toda la estructura son generales de toda la estructura, por lo tanto, el esfuerzo generado para el modelo 2D es igual a 15074.57 Kgf/cm^2.

4.8.5 Resultados del Análisis Estructural para el Modelo 3

4.8.5.1 Deformaciones y desplazamientos Modelo 3

Para este último modelo se analizó un modelo con dos placas de continuidad ubicadas a la misma altura de las alas de la viga, atravesando toda la sección de la columna, estas placas conservan el espesor de las alas de la viga y tienen un orificio central que permite el paso del hormigón. Este modelo tiene una configuración diferente, sin embargo, la deformada se mantiene, pero reduce notoriamente los desplazamientos.

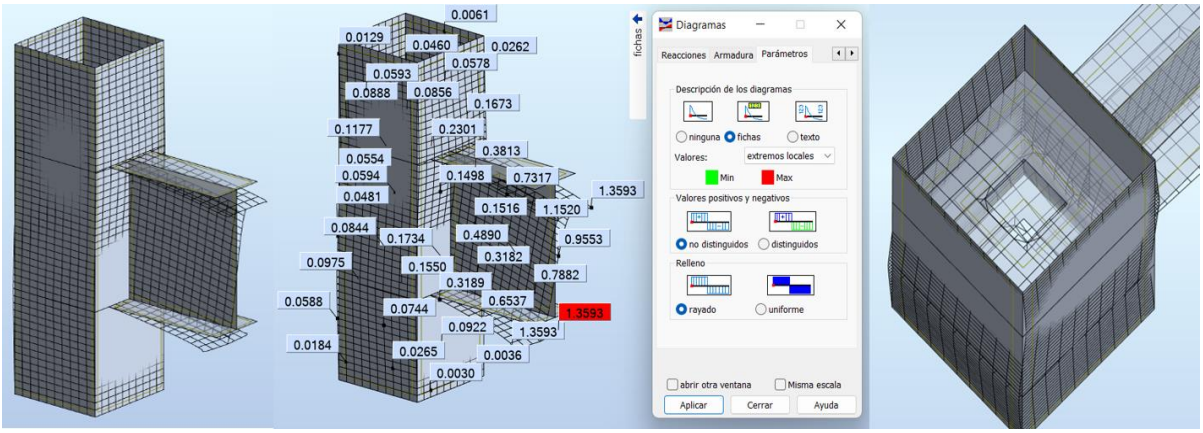


Ilustración 143. Desplazamiento Lineal Máximo Modelo 3

El desplazamiento total máximo es igual a 1.3593 mm, los desplazamientos globales Ux, Uy, y Uz pueden ser determinados mediante un mapa de calor como se muestra en la ilustración 144 respectivamente, Valores absolutos para Ux = 0.1728mm, Uy = 0.9153mm y Uz = 1.0293mm.

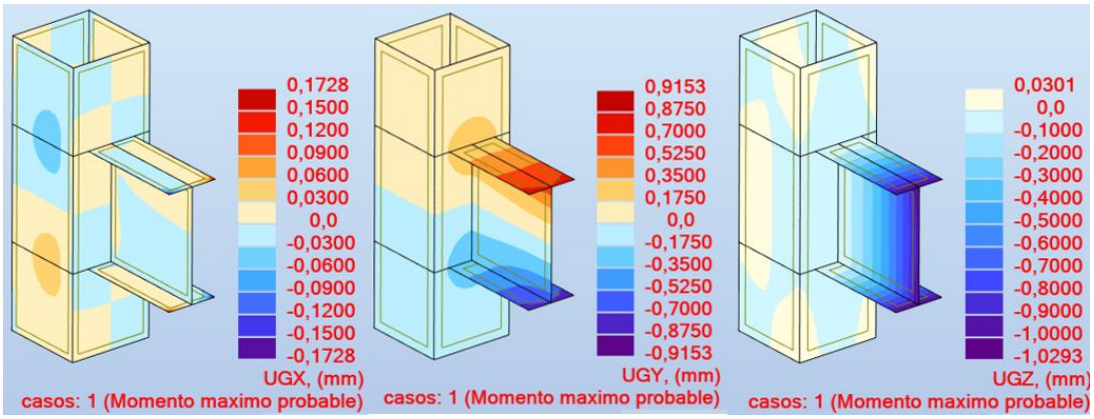


Ilustración 144. Desplazamientos Ux Uy Uz para Modelo 3

Los desplazamientos rotacionales seguiremos el mismo principio utilizado en el modelo 1 y obtendremos el valor del nudo central de la viga en el ala superior o inferior en dirección Y como el cateto opuesto igual a 0.2609 mm y el cateto opuesto estará formado por la mitad de la altura de la viga igual a 400 mm de esta manera determinaremos el ángulo de giro de la conexión como se muestra en la ilustración 145.

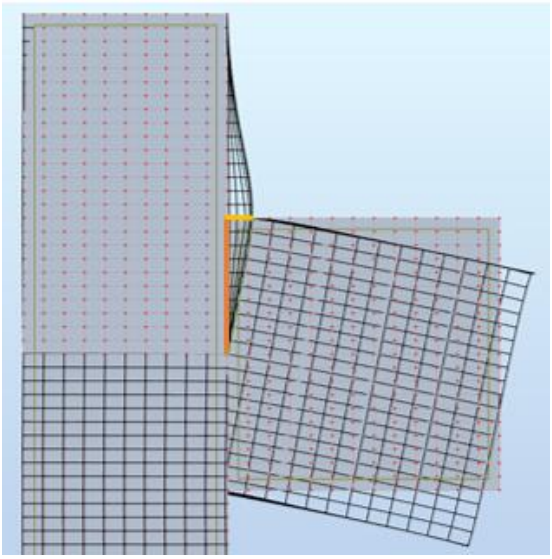


Ilustración 145. Desplazamiento Angular Modelo 3

$$tan\theta = \frac{0.2609}{200} = 0.2501\,° = 0.001304rad$$

4.8.5.2 Esfuerzos Modelo 3

El momento determinado en este modelo se lo puede apreciar mediante un mapa de calor, como podemos observar en la ilustración 146.

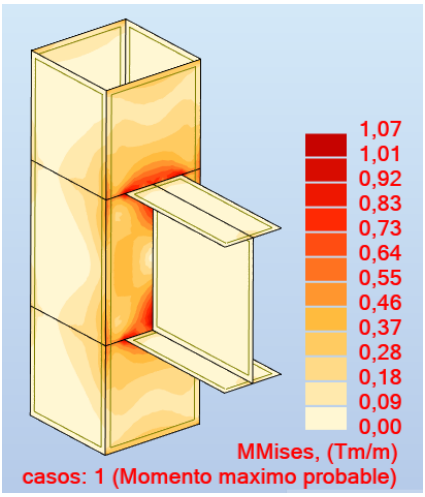


Ilustración 146. Momentos Generados en el Modelo 3

Los momentos máximos se producen en la cara de la columna justo en a la altura del alas superior e inferior de la viga conectada dando como resultado un valor de 1.07 ton*m.

Realizamos un corte a la altura de las alas de la viga y podemos observar la gráfica de momentos y comprobar efectivamente que ese valor corrobore lo analizado de manera general dando como resultado un momento de 1 ton*m.

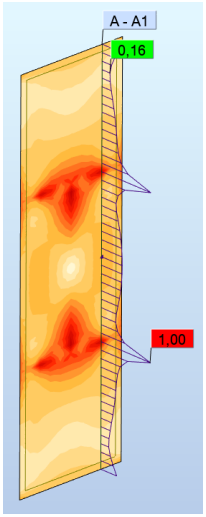


Ilustración 147. Momento Máximo en la Cara de la Columna Modelo 3

Los esfuerzos generados se pueden observar mediante un mapa de calor en el modelo 3 como se muestra en la ilustración 148.

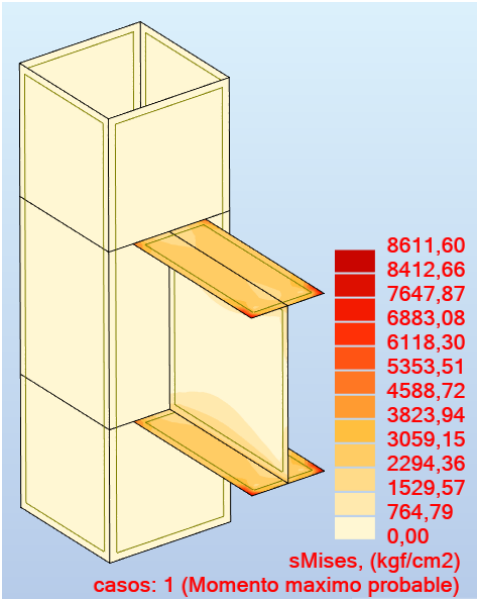


Ilustración 148. Esfuerzos para Modelo 3

Para tener un resultado más específico podemos aislar el ala de la viga y determinar los esfuerzos que se producen en la zona conectada a la columna que es la zona de interés, y de aquí tomaremos el máximo valor de esfuerzo para compararlo con los demás modelos.

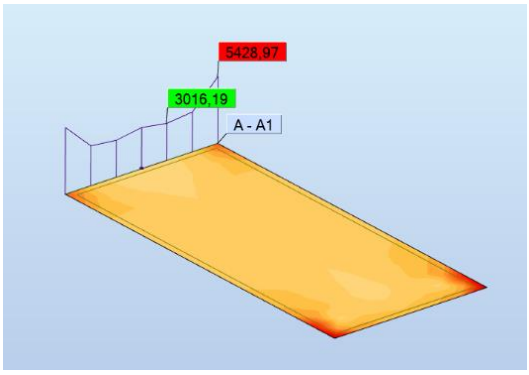


Ilustración 149. Esfuerzo Generado en el Ala de la Viga Modelo 3

Se observa el valor del esfuerzo aumento analizando la placa que forma el ala de la viga, esto se debe a que los esfuerzos analizados en toda la estructura son generales de toda la estructura, por lo tanto, el esfuerzo generado para el modelo 3 es igual a 5428.97 Kgf/cm^2

4.9 Resultados del Análisis Estructural

Todos los modelos pasaron bajo el mismo proceso de modelamiento, fueron sometidos a un mismo sistema de acciones y reacciones, la única diferencia que hay entre todos los modelos se basa en los elementos que los conforman, la inclusión de atiesadores artesanales y placas de continuidad generaron variación en los resultados para uno y otro modelo, por esta razón vamos a generar una tabla de resumen de cada modelo y submodelos para poder interpretar los resultados y poderlos comparar.

Es importante analizar los resultados únicamente de los modelos con atiesadores artesanales para poder determinar cuál es el mejor en cuanto a funcionabilidad.

4.9.1 Resultados del Análisis Estructural Modelo 1

Tabla 14. Resultados del Análisis Estructural Modelo 1

MODELO 1					
Desplazamientos				Momento (ton*m)	Esfuerzo (Kgf/cm2)
Lineales (mm)			Rotacionales (rad)		
Ux	Uy	Uz	R	M	S
0,3736	1,9806	3,1631	0,006862	10,82	15951,79

4.9.2 Resultados del Análisis Estructural Modelo 2

4.9.2.1 Resultados del análisis estructural modelo 2A

Tabla 15. Resultados del análisis estructural modelo 2A

MODELO 2A					
Desplazamientos				Momento (ton*m)	Esfuerzo (Kgf/cm2)
Lineales (mm)			Rotacionales (rad)		
Ux	Uy	Uz	R	M	S
0,3581	1,4022	2,0224	0,004027	5,28	12786,03

4.9.2.2 Resultados del análisis estructural modelo 2B

Tabla 16. Resultados del análisis estructural modelo 2B

MODELO 2B					
Desplazamientos				Momento (ton*m)	Esfuerzo (Kgf/cm2)
Lineales (mm)			Rotacionales (rad)		
Ux	Uy	Uz	R	M	S
0,4174	1,7641	2,7405	0,005869	9,50	14950,46

4.9.2.3 Resultados del análisis estructural modelo 2C

Tabla 17. Resultados del análisis estructural modelo 2C

MODELO 2C					
Desplazamientos				Momento (ton*m)	Esfuerzo (Kgf/cm2)
Lineales (mm)			Rotacionales (rad)		
Ux	Uy	Uz	R	M	S
0,4170	1,4812	2,1628	0,004365	5,36	13264,41

4.9.2.4 Resultados del análisis estructural modelo 2D

Tabla 18. Resultados del análisis estructural modelo 2D

MODELO 2D					
Desplazamientos				Momento (ton*m)	Esfuerzo (Kgf/cm2)
Lineales (mm)			Rotacionales (rad)		
Ux	Uy	Uz	R	M	S
0,4290	1,7827	2,8091	0,005967	9,16	15074,57

4.9.3 Resultados del Análisis Estructural Modelo 3

Tabla 19. Resultados del análisis estructural modelo 3

MODELO 3					
Desplazamientos				Momento (ton*m)	Esfuerzo (Kgf/cm2)
Lineales (mm)			Rotacionales (rad)		
Ux	Uy	Uz	R	M	S
0,1728	0,9153	1,0293	0,001304	1,00	5428,97

4.10 Interpretación de resultados

4.10.1 Desplazamientos

4.10.1.1 Desplazamientos Lineales

Los desplazamientos lineales analizados fueron medidos en coordenadas globales, es decir los desplazamientos en X, Y y Z son el resultado del nudo que más se deformo en dichas direcciones de toda la estructura.

4.10.1.1.1 Desplazamientos Ux

Como podemos observar en la Ilustración 150, el modelo 3 es el que menos se desplaza en dirección X global, mientras que el modelo 2D es el que mayor desplazamiento tiene en esta dirección.

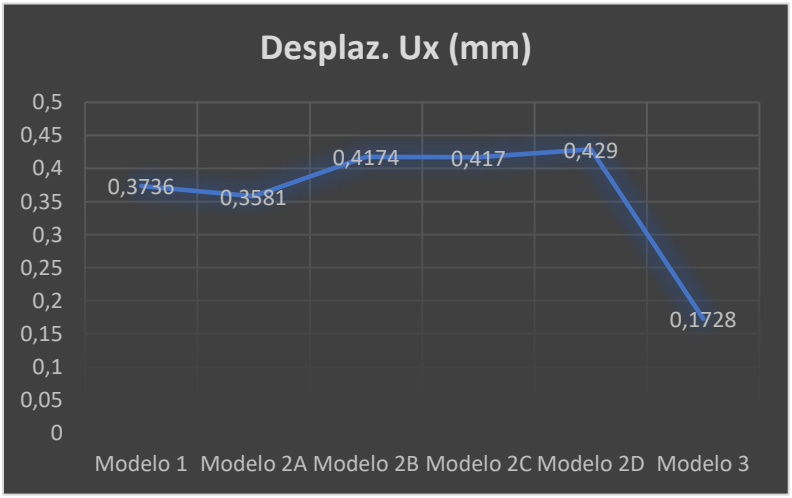


Ilustración 150. Grafica Comparativa de desplazamiento Ux de todos los modelos

4.10.1.1.2 Desplazamiento Lineal Uy

Como podemos observar en la gráfica el modelo 3 es el que menos se desplaza en dirección Y global, mientras que el modelo 1 es el que mayor desplazamiento tiene en esta dirección

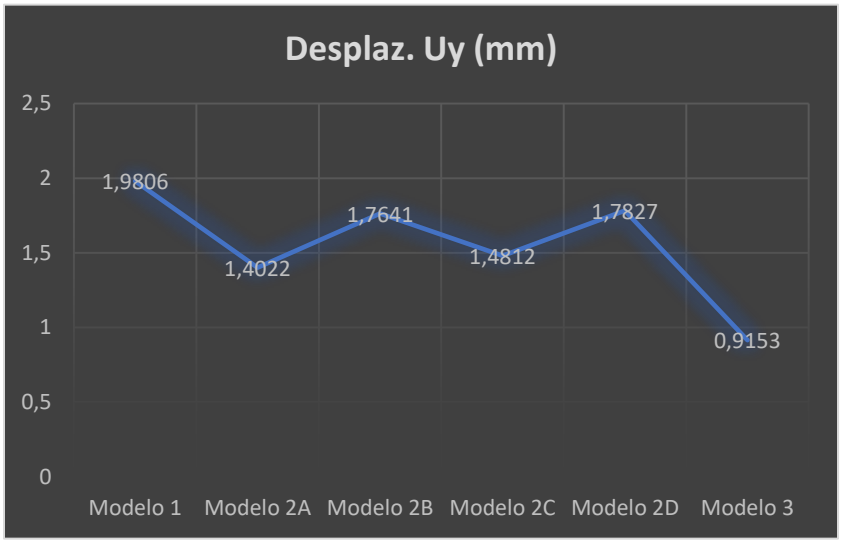


Ilustración 151. Grafica Comparativa de desplazamiento Uy de todos los modelos

4.10.1.1.3 Desplazamiento Lineal Uz

Como podemos observar en la gráfica el modelo 3 es el que menos se desplaza en dirección Z global, mientras que el modelo 1 es el que mayor desplazamiento tiene en esta dirección

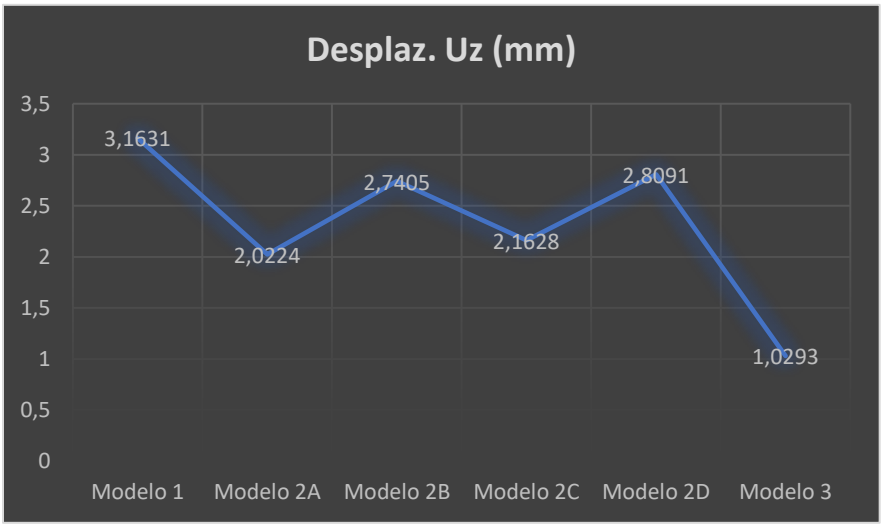


Ilustración 152. Grafica Comparativa de desplazamiento Uz de todos los modelos

4.10.1.2 Desplazamientos Rotacionales

Los desplazamientos rotacionales son equivalentes al ángulo de deriva de piso, este ángulo se forma a partir de la estructura en su estado inicial y la deformada que se genera luego de ser cargada, para comprender de mejor manera la norma AISC 341-16 nos dice que el ángulo de giro máximo permitido en la conexión es igual 0.04 radianes, este valor se obtuvo después de un ensayo de laboratorio a escala real para conexiones precalificadas, las cuales han sido aprobadas para usarse en pórticos resistentes a momento, el cual consistía en cargar de manera cíclica a un modelo de prueba como se muestra en la ilustración a continuación.

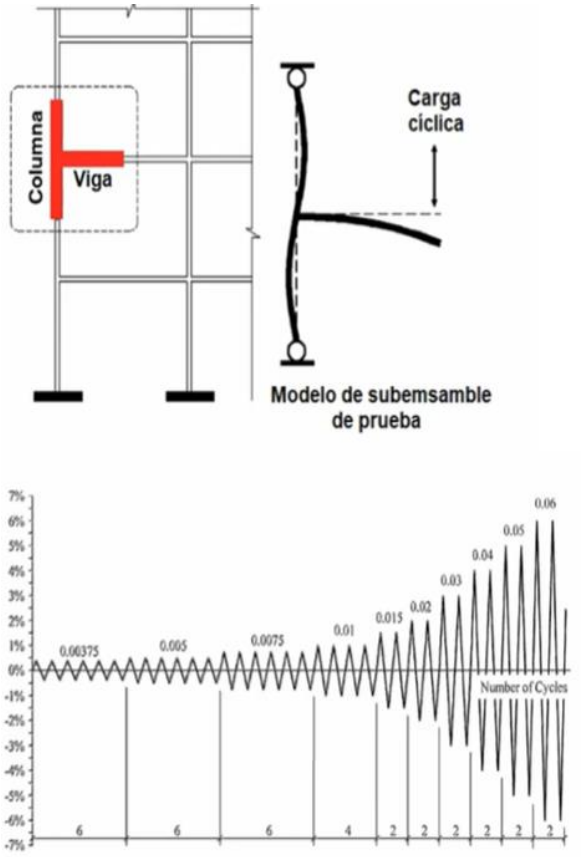


Ilustración 153. Webinar - Conexiones a Momento Viga I y Columba Hss

Fuente: Webinar – Conexión a Momento

Este ángulo fue determinado en la cara de la columna conectada a la viga para todos los modelos, ángulo determinado a partir de los modelos en estado inicial y la deformada del estado final

A continuación, se muestra una gráfica con los giros de los 6 modelos, para de esta manera ver la diferencia de rotación entre uno y otro modelo y cuales cumplen con la normativa.

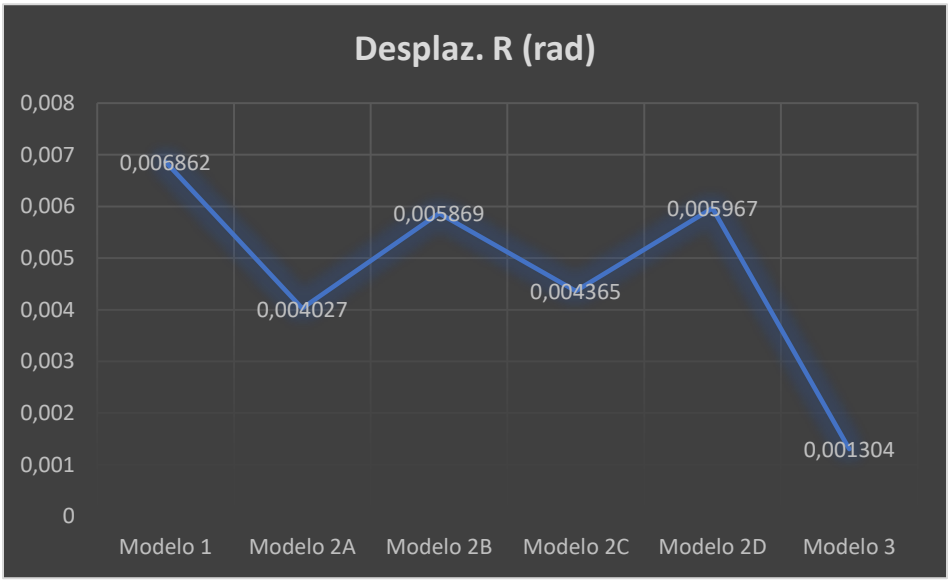


Ilustración 154. Grafica Comparativa de desplazamiento Rotacionales de todos los modelos

En la gráfica podemos observar que ningún modelo incumple con la norma y se produjeron desplazamientos rotacionales por debajo de los 0.04 radianes que permite la norma para pórticos resistentes a momento, estos giros son muy pequeños debido a que tenemos una sección de perfil estructural para la columna con dimensiones grandes.

4.10.2 Momentos y esfuerzos.

4.10.2.1 Momentos

Para interpretar los momentos generados es importante tomar en cuenta la magnitud y dirección del momento máximo probable o Mpr determinado anteriormente, los momentos máximos se generaron en la cara de la columna conectada en la viga, por lo que tomamos en cuenta que para un momento igual a 0,8 Mpr se debe cumplir con un giro de 0.04 radianes como nos dice la

normativa americana. El momento máximo probable es el momento resistente que se espera en la estructura, este se genera en la rótula plástica de la viga que para nuestro tipo de conexión se da justo en la cara de la columna según la normativa, el Mpr calculado es igual $33067.10\ Kgf * m$.

$$0.8Mpr = 0.8 * 33067.10\ Kgf * m = 26453.68\ kgf * m = 26.45\ ton * m$$

A continuación, vemos una gráfica con el momento M generado para todos los modelos en la cara de la columna conectada a la viga.

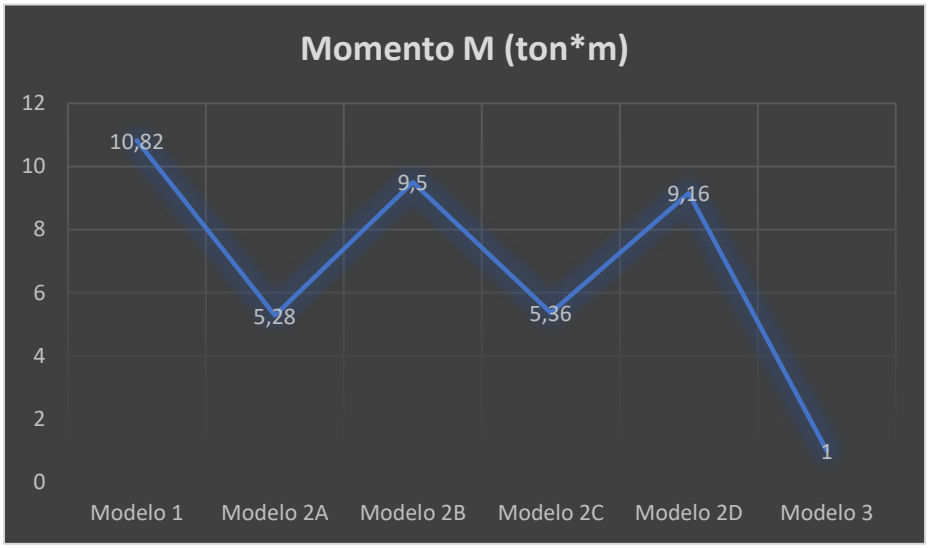


Ilustración 155. Grafica Comparativa de Momentos para todos los modelos

La grafica nos muestra que todos los modelos están por debajo del 0.8Mpr.

4.10.2.2 Esfuerzos

Con la finalidad de buscar una mejor distribución de los esfuerzos se generó un modelo sin atiesadores artesanales, cuatro modelos con atiesadores artesanales verticales en el interior de la columna tipo cajón con diferentes dimensiones y un modelo con dos placas de continuidad a la altura de las alas de la viga.

La tendencia en todos los modelos ratifica que el mayor esfuerzo se produce en los extremos de las alas de la viga, y se reducen en medida que se acercan al eje de la sección de las alas de la viga.

A continuación, vemos una gráfica con los resultados de los esfuerzos en todos los modelos.

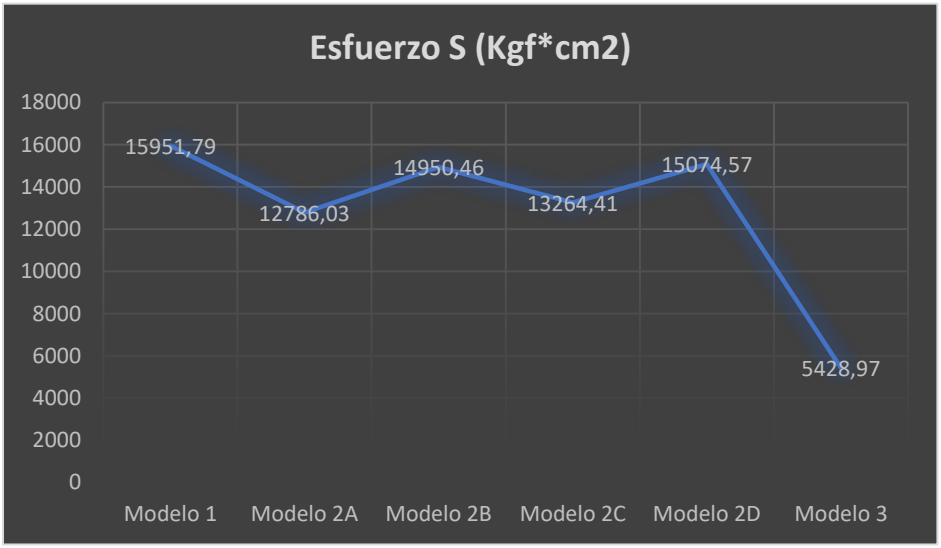


Ilustración 156. Grafica Comparativa de esfuerzos para todos los modelos

El modelo 3 con placas de continuidad presenta menor esfuerzo que los demás modelos reduciendo en casi tres veces respecto del modelo uno que no cuenta con ningún elemento que brinde continuidad para una mejor distribución de los esfuerzos.

4.10.2.2.1 Concentración de Esfuerzos en Elementos Rigidizadores

Los modelos 2 y 3 cuentan con elementos estructurales rigidizadores como son las placas de continuidad y los atiesadores artesanales, estas placas han sido implementadas con la finalidad de buscar una mejor distribución de esfuerzos en la conexión.

Los resultados en todos los modelos ante la misma acción de una carga presentan una concentración de esfuerzos en los extremos de las alas de la viga conectada a la columna, la implementación de estas placas rigidizadoras permiten que estos esfuerzos se distribuyan de mejor manera y no se concentren en ciertos puntos.

Este análisis en el rango elástico nos permite tener una limitación de los esfuerzos generados y controlarlos teniendo como limite la fluencia del acero A36 igual a 2530 Kgf/cm^2, por esta razón

modificaremos la escala en el software igual a Fy para poder observar de mejor manera si los esfuerzos generados en las placas se encuentran dentro del rango elástico.

Con los resultados generales podemos determinar que el modelo 2A que está conformado por atiesadores artesanales con dimensiones iguales a 1m de longitud, un ancho igual a 8 cm y un espesor igual al ala de las vigas de 13,5 mm, es el modelo con la configuración geométrica que presento mejores resultados ante los otros modelos con atiesadores artesanales por lo cual, los atiesadores artesanales del modelo 2A y las placas de continuidad del modelo 3 nos brindaran los resultados finales.

En la Ilustración 157 se muestra un mapa de calor que nos muestra como están distribuidos los esfuerzos en las placas de continuidad.

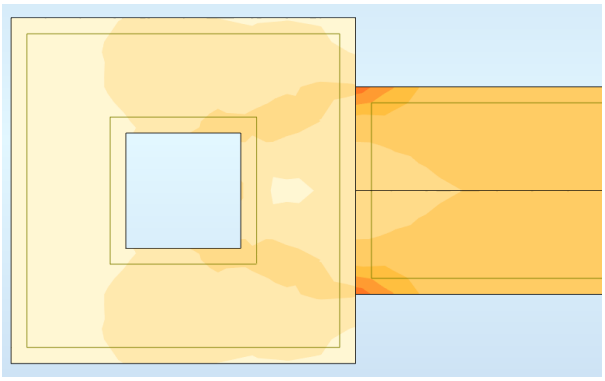


Ilustración 157. Esfuerzos en las Placas de Continuidad.

En la Ilustración 158 nos muestra un mapa de calor que nos muestra como están distribuidos los esfuerzos en los atiesadores artesanales.

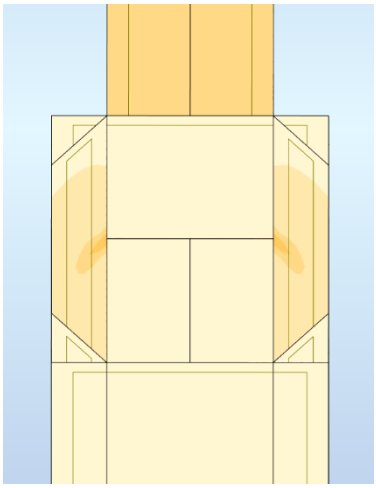


Ilustración 158. Esfuerzos en los Atiesadores Artesanales

Esa es la distribución de esfuerzos generado en las placas rigidizadoras, para poder obtener resultados numéricos vamos a excluir tanto las placas de continuidad como los atiesadores artesanales para analizar las placas de manera individual y observar los esfuerzos reales que se generan en las placas.

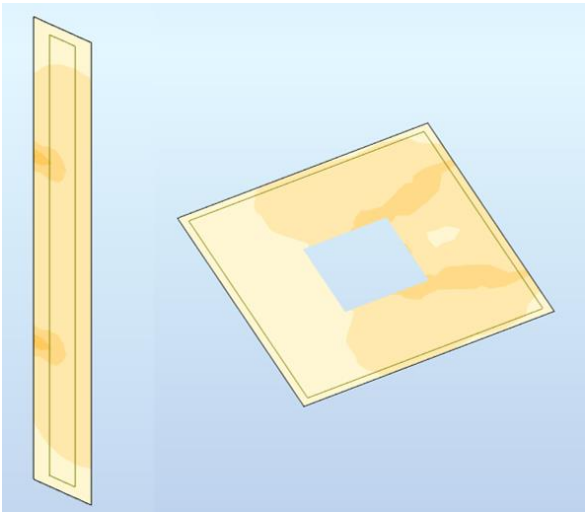


Ilustración 159. Esfuerzos en Elementos Rigidizados Separados de la Estructura

Una vez que tenemos separados los elementos rigidizadores procederemos a verificar los esfuerzos que se generan en cada placa, tomando en cuenta el limite de esfuerzo igual a 2530 Kgf/cm^2 para mantenernos dentro del rango elástico.

Para poder observar mejor los resultados cambiaremos la escala de los esfuerzos y colocaremos como valor máximo igual a Fy 2530 Kgf/cm^2.

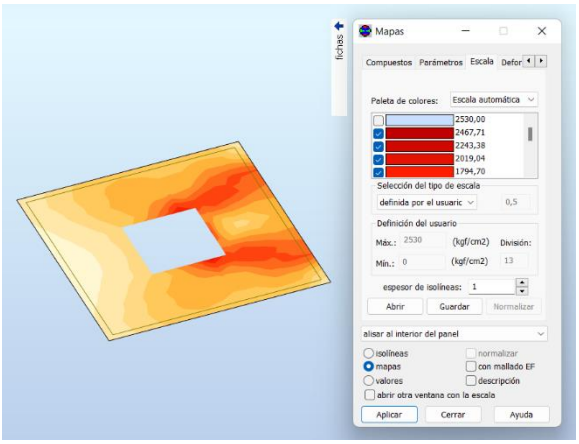


Ilustración 160. Esfuerzos en placa de continuidad a Escala 2530 Kgf/cm2

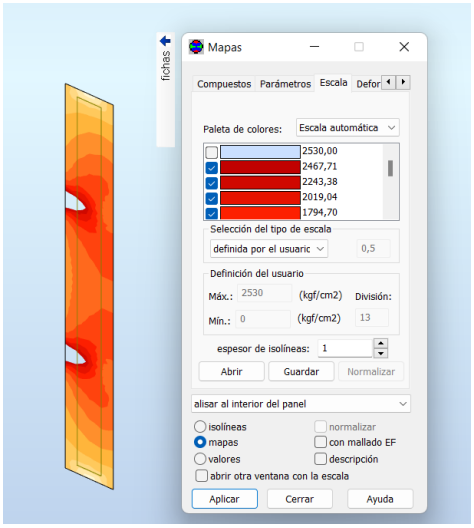


Ilustración 161.Esfuerzos en Atiesador Artesanal a Escala 2530 Kgf/cm2

Como podemos ver en las ilustraciones anteriores podemos ver que el esfuerzo se distribuye en las placas, sin embargo, las placas de continuidad muestran una mejor distribución de dichos esfuerzos mientras que en los atiesadores artesanales se puede observar que existen concentraciones de esfuerzos justo a la altura de las alas de la viga, con este mapa de calor podemos notar que los esfuerzos en esa zona del atiesador artesanal superan el limite de esfuerzo que permite la escala.

Robot Structural nos permite obtener un grafico de esfuerzos seleccionando un plano y un punto a elección, de esta manera podremos determinar los valores máximos de los esfuerzos generados tanto en las placas de continuidad como en los atiesadores artesanales.

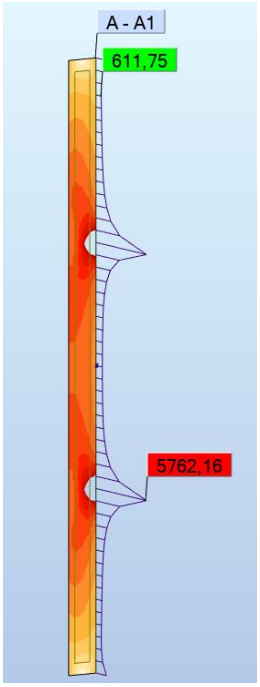


Ilustración 162. Gráfica de Máximos Esfuerzos Generado en el Atiesador Artesanal

Como podemos observar los resultados que el software nos entrega, comprueba que los esfuerzos generados en la zona donde se conectan las alas de la viga superan el estado limite de fluencia del acero, generándose de esta manera un esfuerzo máximo de 5762.16 Kgf/cm^2.

Realizaremos el mismo procedimiento para las placas de continuidad un corte generado en la zona donde se visualiza mayor esfuerzo.

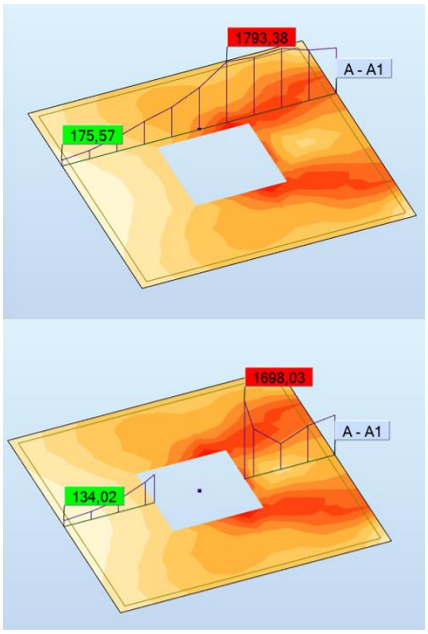


Ilustración 163.Gráfica de Máximos Esfuerzos Generado en la Placa de Continuidad.

Las placas de continuidad muestran claramente una mejor distribución de esfuerzos y además no supera el limite de la resistencia a la fluencia del acero igual a 2530 Kgf/cm^2.

CAPITULO 5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONE

5.1 Conclusiones

- Las dimensiones de las secciones de los perfiles estructurales seleccionados tanto para columnas como para vigas son un tanto exagerados, esto con la finalidad de cumplir con todos los requisitos para un diseño sismorresistente para un pórtico resistente a momento y evitar que se generen fenómenos como el pandeo en columnas y vigas, sin embargo, luego de correr el análisis estructural en el software ETABS este nos presentó un problema en las vigas, ya que hablamos de un pórtico en el plano el programa interpreta que la longitud no arriostrada de la viga es equivalente a toda la longitud de la viga misma, por lo cual para las combinaciones de carga 3 y 4 la viga sufría el fenómeno conocido como pandeo lateral torsional, se manejaron dos opciones para solucionar el problema, la primera aumentar la sección de la viga y la segunda implementar algún tipo de arriostre lateral, para la cual trabajamos con la segunda opción ya que tenemos una viga con una sección bastante robusta y no era lo ideal seguir aumentando sus dimensiones, por esta razón decidimos calcular cuantos atiesadores laterales serían necesarios para evitar este fenómeno y de esta manera cambiar manualmente la longitud no arriostrada en el programa para que cumpla para estas combinaciones de carga. Una vez solucionado el problema realizamos el chequeo de derivas de piso, corte basal, zona de panel y se verifico el criterio de columna fuerte - viga débil, todos esos análisis se realizaron antes de pasar con el análisis de la conexión ya que son un requisito previo.

- Una vez generados los modelos debidamente discretizados para el análisis de la conexión la carga seleccionada fue el momento máximo probable que se genera en la articulación plástica de la viga, este momento se determinó justamente para la comprobación del criterio columna fuerte – viga

débil igual a Mpr = Cpr*Ry*Fy*Ze, sin embargo, al definir un análisis lineal para los modelos el momento probable se redujo a Mpr = Fy*Ze omitiendo de esta manera el factor de mayoración Ry y el factor de resistencia máxima de la conexión Cpr, trabajando de esta manera únicamente con la fluencia del acero Fy y el módulo plástico efectivo de la sección Ze, se realizó una primera carga de los modelos con el Mpr y este no presento los mejores resultados, por lo que optamos por convertir este momento en un par de fuerzas de tracción y compresión dividiendo el momento para la distancia perpendicular equivalente a la altura de la viga medida entre los centroides de las placas que forman las alas de la viga, este segundo intento de carga seguía sin presentar buenos resultados ya que no estaba trabajando todo el ancho de las alas de la viga, por esta razón se buscó la manera de distribuir esta carga puntual en todo el ancho de las alas de la viga para lo cual dividimos la carga puntual de compresión y tracción para cada nodo generado de la discretización de las placas que conformas las alas de la viga, dando como resultado que toda el área de la sección estaba trabajando y no únicamente en un punto.

- Los modelos 2 y 3 cuentan con elementos rigidizadores como son los atiesadores artesanales y placas de continuidad respectivamente, para el modelo 3 se colocaron dos placas de continuidad a la altura de las alas de la viga, estas se colocaron en el interior de la columna tubular cuadrada ocupando toda esa área pero con una abertura central que permita el paso del hormigón, para estas se conservó el espesor de las alas de la viga, para evaluar los atiesadores artesanales al ser objeto de la investigación fue necesario jugar con las dimensiones de dichas placas debido a su incertidumbre, por lo cual el modelo 2 se dividió en cuatro sub modelos 2A, 2B, 2C y 2D cada uno de estos modelos tenían atiesadores con dimensiones diferentes en cuanto a su longitud y ancho mientras que el espesor se conservó para todos los submodelos siendo igual al espesor de las alas de la viga, se manejaron dos dimensiones para la longitud del atiesador artesanal y de igual manera

dos anchos, la combinación de estas cuatro medidas nos generaron los cuatro tipos de atiesadores artesanales, esto nos permitió evaluar el área de influencia de los atiesadores y se determinó que los atiesadores con mayor ancho que eran los que cubrían todo el espacio libre entre el extremo de la columna y el extremo de las alas de la viga eran los que mejor continuidad presentaban y en cuanto a su longitud los atiesadores presentaban una leve mejoría en su eficiencia mientras mayor era su longitud.

- Con todos los resultados en mano, el modelo 1 que no cuenta con ningún elemento rigidizador y los únicos elementos que hacen frente a la carga son la columna y la viga claramente es el modelo más deficiente, por esta razón será obviado en este análisis comparativo.

- El modelo 3 que está formado por placas de continuidad, es un modelo previamente estudiado y aceptado para conexiones precalificadas, los resultados que este modelo arrojó nos servirán como un índice de medida para evaluar que tan bien funcionan los modelos con atiesadores artesanales, para esto realizaremos una primera comparación que contempla únicamente los modelos 2A, 2B, 2C y 2D, esto lo realizaremos mediante una tabla en la cual evaluaremos desplazamientos lineales totales, desplazamientos rotacionales, momentos y esfuerzos, las valoraciones irán en un rango de 1 a 4 siendo 1 el valor de mejor desempeño y 4 con el peor desempeño, al final se sumaran todas las valoraciones y el que tenga el menor valor será el submodelo con mejores resultados y el candidato escogido para comprarlo con el modelo 3.

Desplazamientos Lineales Totales (mm)				
Modelo 2A	Modelo 2B	Modelo 2C	Modelo 2D	
2,4353	3,2314	2,5868	3,2757	
1	3	2	4	Valoración

Desplazamientos Rotacionales (rad)				
Modelo 2A	Modelo 2B	Modelo 2C	Modelo 2D	
0,004027	0,005869	0,004365	0,005967	
1	3	2	4	Valoración

Momentos (ton*m)				
Modelo 2A	Modelo 2B	Modelo 2C	Modelo 2D	
5,28	9,5	5,36	9,16	
1	4	2	3	Valoración

Esfuerzos (Kgf*cm2)				
Modelo 2A	Modelo 2B	Modelo 2C	Modelo 2D	
12786,03	14950,46	13264,41	15074,57	
1	3	2	4	Valoración

Modelos	Valoración Total
Modelo 2A	4
Modelo 2B	13
Modelo 2C	8
Modelo 2D	15

Como observamos en la tabla de valoraciones totales el modelo 2A es el modelo que presenta los mejores resultados, por lo tanto, los modelos finales comparativos serán el modelo 2A y modelo 3.

- En la norma ANSI/AISC 341-16 establece se permiten desplazamientos rotacionales o giros iguales a 0.04 radianes para un 0.8 Mpr, los modelos 2A y 3 cumplen para este criterio, sin embargo esto no quiere decir que los elementos rigidizadores como los atiesadores artesanales y placas de continuidad son los responsables de que se cumpla con lo estipulado en la norma, sino más bien es el resultado de haber trabajado con secciones de perfiles con grandes dimensiones, por esta razón los resultados que nos brindan la certeza de saber si un modelo u otro funcionan serán los esfuerzos medidos en las placas de continuidad y los atiesadores artesanales. En el capítulo 4 se extrajo el atiesador artesanal del modelo 2A y la placa de continuidad del modelo 3 y se modificó la escala de los resultados de los esfuerzos igual a Fy = 2530 Kgf/cm^2 y se observó que la placa de continuidad presenta una mejor distribución de los esfuerzos que los atiesadores artesanales

gracias a un mapa de calor de esfuerzos, y los resultados numéricos lo corroboran ya que la conexión a la altura de las alas de la viga los atiesadores artesanales presentan una concentración de esfuerzos, dándonos un esfuerzo en ese punto igual a 5762,16 Kgf/cm^2 lo que claramente es más del doble del esfuerzo de fluencia para el acero A36, lo que conllevaría a que la soldadura falle en ese punto, mientras que para las placas de continuidad el esfuerzo máximo en esa zona es de 1793,38 Kgf/cm^2 que es casi tres veces menor que la presentada por los atiesadores artesanales y se encuentra por debajo de la fluencia del acero utilizado, esto nos dice que los atiesadores artesanales no pueden ser utilizados como una alternativa constructiva a las placas de continuidad para pórticos resistentes a momento.

5.2 Recomendaciones

- Es aconsejable modelar un pórtico en el espacio, y de esta manera realizar un análisis estructural en los dos sentidos principales X y Y de la estructura, ya que esto nos generaría nuevas cargas que llegarían a la conexión en el otro sentido, con esta premisa los momentos y esfuerzos se magnificarían lo que conlleva a que la conexión debería tener una mayor capacidad de transmisión de esfuerzos entre elementos estructurales principales, esto seguramente provocaría una mayor concentración de esfuerzos en las placas internas de las columnas como son los atiesadores artesanales, ya que si hablamos de un pórtico interior al estar ubicados estos atiesadores en las cuatro esquinas al interior de las columnas de sección tubular cuadrada cada atiesador deberá ser capaz de redistribuir los esfuerzos generados en las direcciones principales de la estructura.
- Es necesario continuar analizando los atiesadores artesanales ya que podrían presentar otras ventajas como el permitir reducir los espesores de los perfiles con los que se quiere trabajar, esto gracias a la configuración que tienen al interior de la columna, es decir para determinar si una sección es sísmicamente compacta en la relación ancho- espesor el valor dimensional del ancho se

vería reducido a la distancia libre entre los atiesadores artesanales, lo que con lleva a que podemos reducir también el espesor y verificar que esta nueva relación sea menor que la condición para un perfil sísmicamente compacto.

- Si bien el estudio se basó en la verificación de los esfuerzos que se generan en la conexión y por ende e las placas rigidizadoras, sería importante realizar una nueva evaluación para una conexión con atiesadores artesanales con el diseño de un pórtico optimizado es decir, que cumpla con los requerimientos sismorresistentes pero a su vez su relación de demanda y capacidad estén cerca del límite, esto se lograría reduciendo el material y trabajando con secciones de perfiles más pequeños, lo que nos permitiría verificar si estos atiesadores artesanales ayudan a cumplir con los desplazamientos rotacionales cuando se llega al momento máximo probable esperado esto principalmente para pórticos intermedios a momento y pórticos ordinarios para los cuales no fueron evaluados.

- Por último, el material y espesor de los atiesadores artesanales se mantuvieron constantes durante nuestra investigación, se sugiere que para futuras pruebas analíticas se evalúen los resultados al trabajar con materiales que lleguen al rango plástico, esto conllevaría a realizar también un análisis no lineal, en el cual este proyecto se vio comprimido a una verificación hasta la falla del material, mas no permitir que estos se plastifiquen.

BIBLIOGRAFÍA

AISC341-16, A. I. (2016). *Seismic Provisions for structural steel building.* Chicago, Illinois 60601.

Alacero. (6 de Mayo de 2011). *Arquitectura+acero*. Obtenido de http://www.arquitecturaenacero.org/historia/historia/el-hierro-y-el-acero-en-la-historia-de-la-arquitectura

ANSI/AISC 358-16. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.* Chicago, Illinois 60601.

Arcos, M. (2022). *Course Hero, Inc.* Obtenido de Fuerza , Ecuaci N , Esfuerzo Interno , Esfuerzo Cortante: https://www.coursehero.com/file/69954707/Esfuerzos-internos-EIsostaticaspdf/

Carlos Cházaro Rosario, & Octavio Alvarez Valadez. (2015). Elección del tipo de acero para estructuras. *El Acero de hoy*, 16.

FEMA, F. E. (2000). *Recommended Seismic Desing Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings.* Washington, E.U: SAC Joint Venture.

Labbé Kohler, R. (2019). *2369PERFILES CONFORMADOS EN FRÍO, Consideraciones Sísmicas bajo NCh2369.Of2003.* Chile.

McCormac, J., & Csernak, S. (2012). *Diseño de estructuras de acero* . México: Alfaomega.

Nájera Ocampo, R. (2014). *Equipación de perfiles de acero de normas AISC con perfiles de normas ecuatorianas* . Ecuador.

NEC Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2014). *Peligro Sísmico Diseño Sismoresistente.* Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Norma Ecuatoriana de la Construccion. (2014). *Estructuras de Acero.* Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

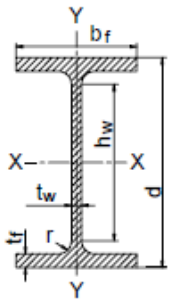
Quinapallo, O. D. (2018). *Evaluación de atiesadores longitudinales en columnas de acero.* Repositorio PUCE.

ROJAS, C. A. (2017). *Conexiones Precalificadas en Colombia.* Bucaramanga.

Yuiliti. (2015). *Dilatación y compresión térmica*. Obtenido de Yuiliti.

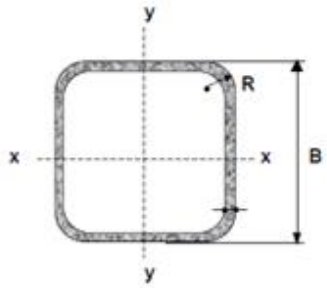
ANEXOS

Secciones comerciales en Latinoamérica para perfiles de sección I y tipo cajón cuadrada



Ag = Área bruta de la sección transversal.
I = Momento de Inercia de la sección. respecto de los ejes principales.
$r = \sqrt{I/A}$ Radio de giro
S = Módulo resistente elástico de la sección.
Q = Momento estático de media sección.
Z = Módulo plástico de la sección.

Designación	Dimensiones						Relaciones		Ag	Peso	X - X					Y - Y					
	d	bf	tf	hw	tw	r	bf/2tf	hw/tw			Ix	Sx	rx	Qx	Zx	Iy	Sy	ry	Qy	1,5.Sy	Zy
	mm	mm	mm	mm	mm	mm			cm²	Kg/m	cm⁴	cm³	cm	cm³	cm³	cm⁴	cm³	cm	cm³	cm³	cm³
80	80	46	5,2	59	3,8	5	4,42	15,5	7,64	6	80,1	20,0	3,24	11,6	23	8,49	3,69	1,05	2,9	5,5	6
100	100	55	5,7	74	4,1	7	4,82	18,0	10,3	8,1	171	34,2	4,07	19,7	39	15,9	5,78	1,24	4,5	8,7	9
120	120	64	6,3	93	4,4	7	5,08	21,1	13,2	10,4	318	53,0	4,91	30,4	61	27,7	8,66	1,45	6,7	13,0	13
140	140	73	6,9	112	4,7	7	5,29	23,8	16,4	12,9	541	77,3	5,74	44,2	88	44,9	12,3	1,65	10	18,5	19
160	160	82	7,4	127	5,0	9	5,54	25,4	20,1	15,8	869	109	6,58	61,9	124	68,3	16,7	1,84	13	25,0	26
180	180	91	8,0	146	5,3	9	5,69	27,5	23,9	18,8	1320	147	7,43	83,2	166	101	22,2	2,06	17	33,3	34
200	200	100	8,5	159	5,6	12	5,88	28,4	28,5	22,4	1940	194	8,25	110	220	142	28,4	2,23	22	42,6	44
220	220	110	9,2	177	5,9	12	5,98	30,0	33,4	26,2	2770	252	9,11	143	286	205	37,3	2,48	29	55,9	57
240	240	120	9,8	190	6,2	15	6,12	30,6	39,1	30,7	3890	324	9,97	183	366	284	47,3	2,70	36	71,0	73
270	270	135	10,2	219	6,6	15	6,62	33,2	45,9	36,1	5790	429	11,2	242	484	420	62,2	3,02	48	93,3	96
300	300	150	10,7	248	7,1	15	7,01	34,9	53,8	42,2	8360	557	12,5	314	628	604	80,5	3,35	62	120,8	124
330	330	160	11,5	271	7,5	18	6,96	36,1	62,6	49,1	11770	713	13,7	402	804	788	98,5	3,55	76	147,8	152
360	360	170	12,7	298	8,0	18	6,69	37,3	72,7	57,1	16270	904	15,0	510	1020	1040	123	3,78	94	184,5	189
400	400	180	13,5	331	8,6	21	6,67	38,5	84,5	66,3	23130	1160	16,5	654	1308	1320	146	3,95	113	219,0	226
450	450	190	14,6	378	9,4	21	6,51	40,2	98,8	77,6	33740	1500	18,5	851	1702	1680	176	4,12	136	264,0	273
500	500	200	16,0	426	10,2	21	6,25	41,8	116	90,7	48200	1930	20,4	1100	2200	2140	214	4,30	166	321,0	332
550	550	210	17,2	467	11,1	24	6,10	42,1	134	106	67120	2440	22,4	1390	2780	2670	254	4,46	198	381,0	395
600	600	220	19,0	514	12,0	24	5,79	42,8	156	122	92080	3070	24,3	1760	3520	3390	308	4,66	240	462,0	480



B = Ancho exterior
t = Espesor de pared
R = Radio de esquina exterior = **2,00 t**
p = Área exterior por metro lineal
A = Sección bruta
g = Peso por metro lineal
I = Momento de Inercia
S = Módulo elástico resistente
r = Radio de giro
Z = Módulo plástico
J = Módulo de Torsión
C = Constante torsional

B	t	p	Ag	g	Ix=Iy	Sx=Sy	$r_x=r_y$	Zx=Zy	J	C
[mm]	[mm]	[m^2/m]	[cm^2]	[Kg/m]	[cm^4]	[cm^3]	[cm]	[cm^3]	[cm^4]	[cm^3]
180	10.00	0.69	65.42	51.36	3084.59	342.73	6.87	411.57	4847.53	574.14
	12.00	0.68	76.93	60.39	3525.06	391.67	6.77	476.82	5578.34	670.70
200	5.00	0.78	38.36	30.11	2408.88	240.89	7.92	278.90	3698.02	379.77
	6.00	0.78	45.63	35.82	2831.13	283.11	7.88	329.71	4364.65	450.80
	8.00	0.77	59.79	46.94	3619.16	361.92	7.78	426.52	5624.39	587.85
	10.00	0.77	73.42	57.64	4334.41	433.44	7.68	516.99	6785.78	718.14
	12.00	0.76	86.53	67.93	4979.83	497.98	7.59	601.27	7848.57	841.58
250	6.00	0.98	57.63	45.24	5669.3	453.5	9.92	524.5	8695.7	713.6
	8.00	0.97	75.79	59.50	7311.3	584.9	9.82	682.8	11290.2	935.0
	10.00	0.97	93.42	73.34	8835.8	706.9	9.73	833.0	13731.4	1148.1
	12.00	0.96	110.53	86.77	10246.7	819.7	9.63	975.4	16019.0	1352.8
300	6.00	1.18	69.63	54.66	9959.5	664.0	11.96	764.3	15222.8	1036.4
	8.00	1.17	91.79	72.06	12918.3	861.2	11.86	999.1	19859.9	1362.2
	10.00	1.17	113.42	89.04	15704.3	1047.0	11.77	1224.1	24277.1	1678.1
	12.00	1.16	134.53	105.61	18322.0	1221.5	11.67	1439.5	28473.5	1984.0
350	6.00	1.38	81.63	64.08	16001.9	914.4	14.00	1049.0	24395.8	1419.2
	8.00	1.37	107.79	84.62	20840.2	1190.9	13.90	1375.3	31933.7	1869.4
	10.00	1.37	133.42	104.74	25439.7	1453.7	13.81	1690.1	39172.7	2308.1
	12.00	1.36	158.53	124.45	29805.8	1703.2	13.71	1993.6	46112.0	2735.2
400	8.00	1.57	123.79	97.18	31476.9	1573.8	15.95	1811.6	48111.5	2456.6
	10.00	1.57	153.42	120.44	38542.1	1927.1	15.85	2231.2	59168.4	3038.1
	12.00	1.56	182.53	143.29	45298.1	2264.9	15.75	2637.7	69834.5	3606.4
	14.00	1.55	211.11	165.72	51750.9	2587.5	15.66	3031.3	80108.7	4161.3

Tabla para verificación de miembros sísmicamente compactos de alta ductilidad.

Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. AISC (2016)

TABLE D1.1
Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members

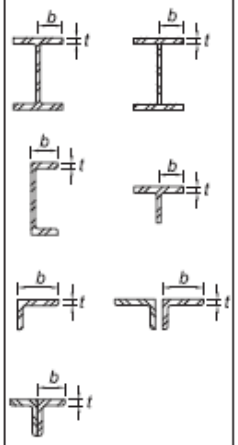
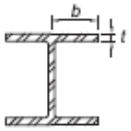
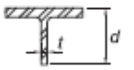
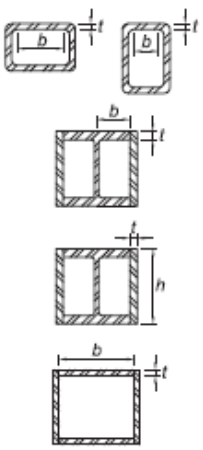
	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Unstiffened Elements	Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double-angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	b/t	$0.32\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$0.40\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
	Flanges of H-pile sections per Section D4	b/t	not applicable	$0.48\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
	Stems of tees	d/t	$0.32\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$ [a]	$0.40\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
Stiffened Elements	Walls of rectangular HSS used as diagonal braces	b/t	$0.65\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$0.76\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
	Flanges of boxed I-shaped sections	b/t			
	Side plates of boxed I-shaped sections and walls of built-up box shapes used as diagonal braces	h/t			
	Flanges of built-up box shapes used as link beams	b/t			

TABLE D1.1 (continued)
Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members

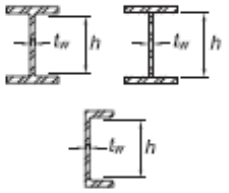
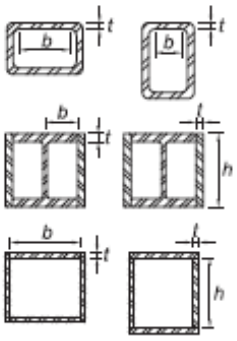
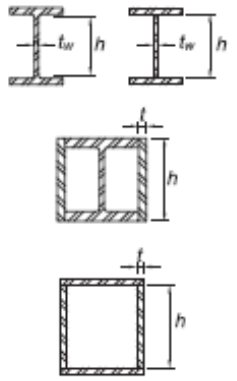
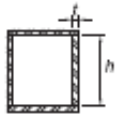
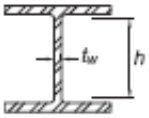
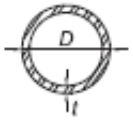
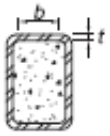
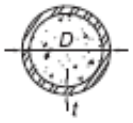
	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Stiffened Elements	Webs of rolled or built-up I shaped sections and channels used as diagonal braces	h/t_w	$1.57\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$1.57\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
	Where used in beams or columns as flanges in uniform compression due to axial, flexure, or combined axial and flexure: 1) Walls of rectangular HSS 2) Flanges and side plates of boxed I-shaped sections, webs and flanges of built-up box shapes	b/t h/t	$0.65\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$1.18\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
	Where used in beams, columns, or links, as webs in flexure, or combined axial and flexure: 1) Webs of rolled or built-up I-shaped sections or channels [b] 2) Side plates of boxed I-shaped sections 3) Webs of built-up box sections	h/t_w h/t h/t	For $C_a \le 0.114$ $2.57\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}(1-1.04C_a)$ For $C_a > 0.114$ $0.88\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}(2.68-C_a)$ $\ge 1.57\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$ where $C_a=\frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a=\frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD) $P_y=R_yF_yA_g$	For $C_a \le 0.114$ $3.96\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}(1-3.04C_a)$ For $C_a > 0.114$ $1.29\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}(2.12-C_a)$ $\ge 1.57\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$ where $C_a=\frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a=\frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD) $P_y=R_yF_yA_g$	

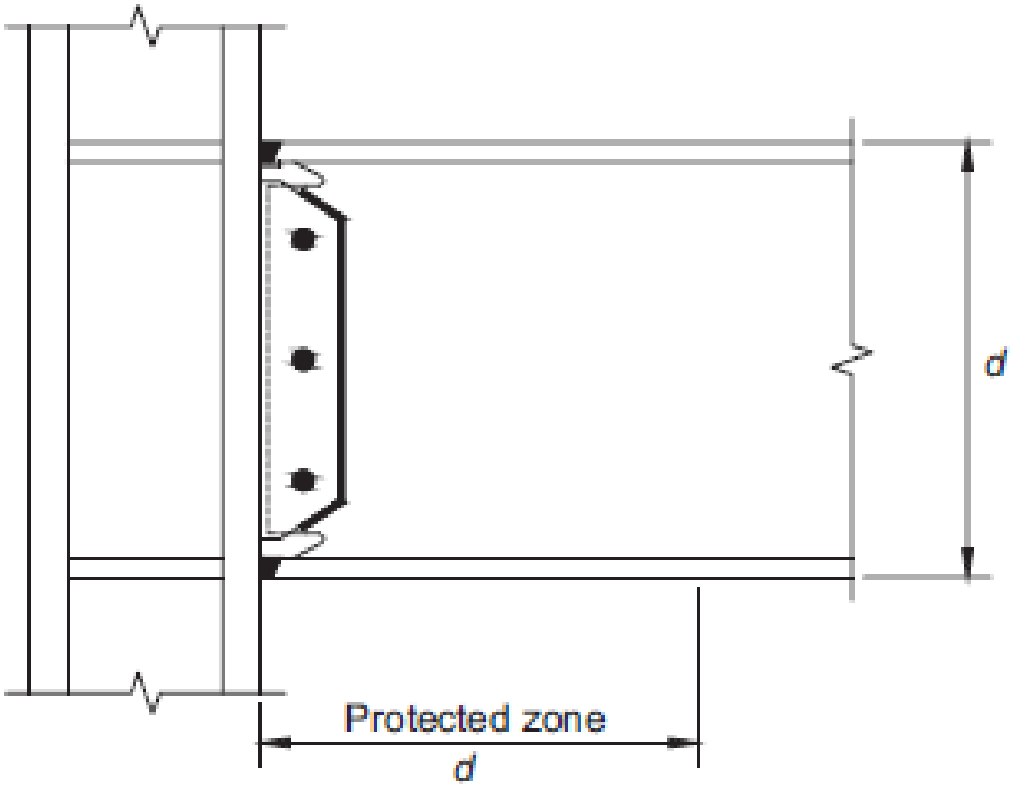
TABLE D1.1 (continued)
Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members

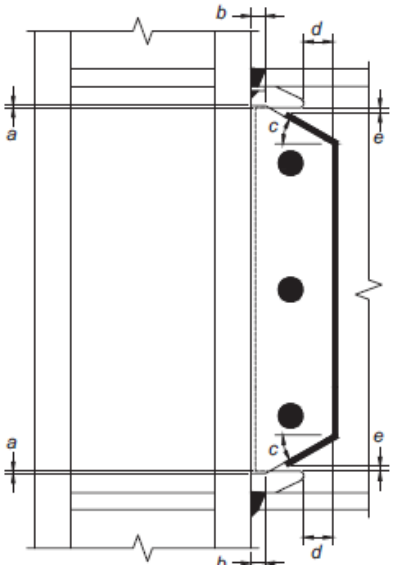
	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Stiffened Elements	Webs of built-up box sections used as EBF links	h/t	$0.67\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$1.75\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
	Webs of H-Pile sections	h/t_w	not applicable	$1.57\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
	Walls of round HSS	D/t	$0.053\frac{E}{R_yF_y}$	$0.062\frac{E}{R_yF_y}$ [c]	
Composite	Walls of rectangular filled composite members	b/t	$1.48\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$2.37\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
	Walls of round filled composite members	D/t	$0.085\frac{E}{R_yF_y}$	$0.17\frac{E}{R_yF_y}$	

Welded Unreinforced Flange-Welded Web (WUF-W) Moment connection

Capítulo 8. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, AISC (2016).

Recomendaciones de Diseño y Limitaciones para columnas y vigas previo al diseño de la conexión





Angulo de giro permitido en la conexión para el 80% del Momento Plástico

Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. AISC (2016)

