UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL

Tema: Análisis y diseño del comportamiento estructural de pórticos arriostrados excéntricos con vigas de enlace aplicado en un edificio de 7 pisos

---

Trabajo de Titulación, previo a la obtención del título de cuarto nivel de Magister en Ingeniería Civil con mención en Estructuras Metálicas

Modalidad del Trabajo de Titulación: Proyecto de titulación con componentes de investigación aplicada y/o de desarrollo.

Autor: Ing. Jorge Esteban Bayas Freire

Director: Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg.

Ambato – Ecuador

2024

A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica

El Tribunal receptor del Trabajo de Titulación, presidido por: Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg., e integrado por los señores: Ing. Jorge Patricio Guamanquispe Toasa, Mg., e Ing. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla, Mg., designados por la Unidad Académica de Titulación de Posgrados de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, para receptar el Trabajo de Titulación con el tema: "ANÁLISIS Y DISEÑO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICOS CON VIGAS DE ENLACE APLICADO EN UN EDIFICIO DE 7 PISOS" elaborado y presentado por el señor Ing. Jorge Esteban Bayas Freire , para optar por el Titulo de cuarto nivel de Magíster en Ingeniería Civil con mención en Estructuras Metálicas; una vez escuchada la defensa oral del Trabajo de Titulación, el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la Universidad Técnica de Ambato.

Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.
Presidente y Miembro del Tribunal

Ing. Jorge Patricio Guamanquispe Toasa, Mg.
Miembro del Tribunal

Ing. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla, Mg.
Miembro del Tribunal

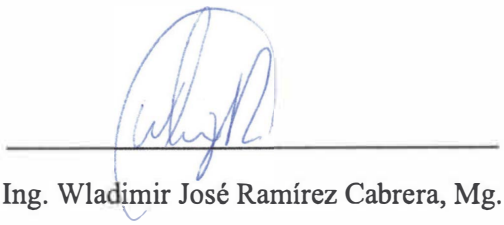
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación presentado con el tema: "ANÁLISIS Y DISEÑO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICOS CON VIGAS DE ENLACE APLICADO EN UN EDIFICIO DE 7 PISOS", le corresponde exclusivamente a: Ing. Jorge Esteban Bayas Freire, Autor bajo la Dirección del Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg., Director del Trabajo de Titulación, y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato.

Ing. Jorge Esteban Bayas Freire

c.c.:1803532801

AUTOR



Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg.

c.c.:1715190938

DIRECTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que el Trabajo de Titulación, sirva como un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos de mi trabajo, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este, dentro de las regulaciones de la Universidad.

Ing. Jorge Esteban Bayas Freire

c.c.: 1803532801

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

PORTADA..... i
A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN iii
DERECHOS DE AUTOR iv
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS v
ÍNDICE DE TABLAS ix
ÍNDICE DE FIGURAS x
AGRADECIMIENTO xiv
DEDICATORIA xv
RESUMEN EJECUTIVO xvi
EXECUTIVE SUMMARY xviii
CAPÍTULO I EL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN 1
1.1. Introducción 1
1.2.Justificación 1
1.3.Objetivos 3
1.3.1.General 3
1.3.2.Específicos 3
CAPITULO II MARCO TEÓRICO 4
2.1. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS 4
2.2. FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICA 8
2.2.1. Pórticos estructurales de acero 8
2.2.2. Pórticos Arriostrados Excéntricos 8
2.2.3. Filosofía de Diseño 10
2.2.4. Rotación del enlace 11
2.2.5. Modo de Falla del enlace según su longitud 13
2.2.6. Arriostramiento lateral para estabilidad del elemento enlace 14
2.2.7. Viga fuera del enlace 15
2.2.8. Limitaciones para Enlaces 16

2.2.9. Atiesadores en el Enlace (Link) 17
2.2.10. Atiesadores en los Extremos del Enlace 17
2.2.11. Atiesadores Intermedios del Enlace 18
2.2.12. Zonas protegidas 19
2.2.13. Comportamiento inelástico del enlace 19
2.2.14. Modelo Cíclico Inelástico del Enlace 20
2.2.14. Análisis estático no lineal 21
2.2.15. Rotación Rotula Plástica 22
CAPITULO III MARCO METODOLÓGICO 24
3.1. Ubicación 24
3.2. Equipos y materiales 24
3.3. Tipo de investigación 25
3.4. Descripción del proyecto 25
3.4.1. Materiales a utilizar 27
3.4.2 Análisis de cargas 28
3.4.3 Predimensionamiento de elementos estructurales 28
3.4.3.1. Placa colaborante 28
3.4.3.2. Vigas secundarias 29
3.4.3.3 Vigas Principales 31
3.4.3.4. Columnas 33
3.4.3.5. Diagonales 34
3.4.4. Configuraciones estructurales ETABS 34
3.4.5. Combinaciones de carga 35
3.4.6. Cortante basal y espectro de diseño 35
3.4.7. Longitud del enlace “link” 37
3.4.8. Modelamiento del edificio con pórticos EBF 39
3.4.9. Ajuste Cortante basal dinámico 39

3.4.10 Participación modal y periodo fundamental 40
3.4.11. Deriva de piso 41
3.4.12. Control de deflexiones 43
3.4.13. Deflexión Viga Principal 43
3.4.14. Deflexión Viga secundaria 44
3.4.15. Control de aceleraciones de entrepiso 45
CAPITULO IV RESULTADOS Y DISCUSIÓN 46
4.1. Verificación radios de demanda 46
4.2. Criterio columna fuerte – viga débil 47
4.3. Diseño elementos estructurales 48
4.3.1. Diseño viga principal a flexión y corte 48
4.3.2 Diseño columna a fleo-compresión 50
4.4. Diseño conexión a momento 51
4.5. Diseño pórtico arriostrado excéntrico EBF 56
4.5.1. Diseño de la viga de enlace “link” 56
4.5.2. Capacidad a Corte del enlace 56
4.5.3. Diseño de la viga fuera del enlace 59
4.5.4. Diseño de la diagonal 60
4.5.5. Diseño de la conexión diagonal-viga link 62
4.5.6. Diseño de la conexión diagonal-pórtico 64
4.6. Secciones finales de los elementos estructurales 69
4.7. Análisis no lineal de la estructura 70
4.7.1. Definición patrones de carga 70
4.7.2. Asignación de rotula plástica 71
4.8. Análisis pushover 71
4.9. Desempeño Estructural 73
4.9.1. Rotula plástica en el enlace 73

4.9.2. Curva de capacidad 73
4.9.3. Evaluación del desempeño sísmico 74
4.9.4. Punto de desempeño sísmico 75
4.9.5. Nivel de desempeño sísmico según Visión 2000 78
4.9.6. Evaluación del desempeño sísmico 79
4.10. Factor de reducción de fuerzas sismicas 79
CAPITULO IV CONCLUCIONES Y RECOMENDACIONES 82
5.1. Conclusiones 82
5.2. Recomendaciones 83

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Parámetros y criterios de aceptación de procedimientos no lineales de estructuras de acero [54] 23
Tabla 2. Parámetros para determinar el cortante basal 35
Tabla 3. Periodo de la estructura y porcentaje de cortante basal 36
Tabla 4. Participación Modal de la estructura y sus primeros modos de vibrar 41
Tabla 5. Diseño Columna Fuerte – Viga Débil según AISC 341-16 48
Tabla 6. Relación ancho-espesor elementos sometidos a flexión 49
Tabla 7. Diseño viga principal a flexión y cortante según AISC 360-16 49
Tabla 8. Relación ancho-espesor elementos sometidos a compresión 50
Tabla 9. Diseño columna compuesta a flexo-compresión biaxial según AISC 360-16 50
Tabla 10. Diseño placa conexión alma de la viga según AISC 358-16 52
Tabla 11. Diseño placa conexión alas de la viga 53
Tabla 12. Diseño diafragma externo columna compuesta 54
Tabla 13. Relación ancho-espesor elementos sometidos a corte 57
Tabla 14. Diseño viga de enlace según AISC 341-16 57
Tabla 15. Diseño de arriostramientos extremos e intermedios del enlace 59
Tabla 16. Diseño de la viga fuera del enlace según AISC341-16 60
Tabla 17. Relación ancho-espesor elementos sometidos a compresión 61
Tabla 18. Diseño de la diagonal a flexo-compresión según AISC 360-16 61
Tabla 19. Diseño de la conexión diagonal – viga de enlace 63
Tabla 20. Diseño conexión diagonal – placa gusset 66
Tabla 21. Diseño conexión placa gusset – viga y columna 68
Tabla 22. Datos generales punto de desempeños Sentido X 75
Tabla 23. Datos generales punto de desempeños Sentido Y 76
Tabla 24. Matriz de desempeño de la estructura 81

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Pórtico no arriostrado con viga reticulada, Pórtico arriostradoconcéntrico y Pórtico arriostrado excéntrico [30] 8
Figura 2. Configuraciones típicas de pórticos arriostrados excéntricos [3] 9
Figura 3. Configuración pórtico arriostrado excéntrico. [31] 9
Figura 4. Deformación Plástica para sistemas EBF [32] 9
Figura 5. Analogía de la cadena con eslabón dúctil [3] 10
Figura 6. Diagrama de fuerzas producido en la viga de enlace [33] 10
Figura 7. Diagrama de cuerpo libre del enlace [33] 10
Figura 8. Deformación plástica para determinar la rotación en el enlace [3] 12
Figura 9. Demanda de rotación admisible [34] 12
Figura 10. Clasificación del enlace [34] 13
Figura 11. Longitud del elemento tipo link en el pórtico arriostrado excéntrico.[35] 14
Figura 12. Ubicación del arriostramiento lateral del enlace [37] 14
Figura 13. Enlace de sección tipo I con atiesadores externos [38] 16
Figura 14. Atiesadores externos e intermedios en el enlace. [38] 17
Figura 15. Zona protegida dentro del enlace [38] 19
Figura 16. Diagrama de disipación de energía [26] 20
Figura 17. Comportamiento del enlace" link" bajo cargas laterales cíclicas [33] 20
Figura 18. Modelo analítico para simular el comportamiento histeréticos del eslabón [5] 21
Figura 19. Envolvente del comportamiento fuerza cortante-deformación a cortante [5] 21
Figura 20. Diagrama de flujo que representa el procedimiento del análisis estático no lineal. [52] 21
Figura 21. Estados límite de los elemtos estructurales para un análisis Pushover. [53] 22
Figura 22. Diagrama fuerza-deformación para elementos de acero 23
Figura 23. Clasificación del tipo de suelo en la ciudad de Ambato [39] 24
Figura 24. Fachada frontal edificio 25
Figura 25. Planta tipo de departamentos de la edificación 26
Figura 26. Corte A-A' del edificio 26

Figura 27. Propiedades acero A36 ingresado en Etabs 27
Figura 28. Propiedades acero de refuerzo ingresado en Etabs 27
Figura 29. Propiedades del hormigón ingresado en Etabs 28
Figura 30. Cargas de peso propio de la placa colaborante. [40] 29
Figura 31. Propiedades de la placa colaborante. [40] 29
Figura 32. Definición placa colaborante Etabs 29
Figura 33. Momento flector máximo viga secundaria 30
Figura 34. Reacciones en los apoyos viga secundaria 30
Figura 35. Definición viga secundaria Etabs 31
Figura 36. Cargas puntuales sobre viga principal 31
Figura 37. Momento flector máximo viga principal 32
Figura 38. Definición viga principal Etabs 32
Figura 39. Definición de sección columna Etabs 34
Figura 40. Definición de sección diagonales Etabs 34
Figura 41. Definición carga sísmica en dirección X 37
Figura 42. Definición espectro de diseño NEC 15 37
Figura 43. Pórtico EBF con viga de enlace de 60 cm 38
Figura 44. Ubicación pórticos EBF en la estructura 39
Figura 45. Viste 3D de la edificación modelada en Etabs 39
Figura 46. Factor de corrección espectro de respuesta sentido X 40
Figura 47. Cortante basal estático y dinámico en sentido X 40
Figura 48. Periodos de vibración y Participación Modal de la estructura ETBAS ... 41
Figura 49. Deriva máxima elástica sentido X 42
Figura 50. Deflexiones máximas permitidas en vigas metálicas [43] 43
Figura 51. Deflexión por carga viva en viga principal ETABS 43
Figura 52. Deflexión por carga de servicio en viga principal ETBAS 44
Figura 53. Deflexiones viga secundaria ETBAS 44
Figura 54. Límite de aceleraciones recomendadas para entrepiso. [45] 45
Figura 55. Revisión de serviciabilidad viga secundaria de entrepiso ETABS 45
Figura 56. Radios demanda/capacidad vigas N+4.20m 46
Figura 57. Radios demanda/capacidad vigas secundarias 46
Figura 58. Radios demanda/capacidad pórtico G con diagonales excéntricas 47
Figura 59. Radios demanda/capacidad columnas compuestas 47

Figura 60. Nudo de unión viga-columna [29]..... 48
Figura 61. Momento Plástico de la una viga de sección tipo I [46] 49
Figura 62. Bloques de falla por cortante en el ala de la viga [47] 53
Figura 63. Ecuaciones de resistencia ultima para para uniones con diafragmas externos a columnas rellenas de hormigón. [48]..... 54
Figura 64. Modelado conexión BFP a momento IDEA STATICA..... 55
Figura 65. Esfuerzos producidos en la conexión viga-columna IDEA STATICA.... 55
Figura 66. Fuerzas producidas debido a la fluencia del elemento enlace. [36] 56
Figura 67. Diagrama de cortante, momento y fuerza axial en la viga de enlace 57
Figura 68. Rigidizadores extremos e intermedios en el enlace. [3]..... 58
Figura 69. Diagrama de cuerpo libre viga fuera del enlace. [36] 59
Figura 70. Área efectiva de la soldadura para perfiles tubulares en diagonal. [28]... 62
Figura 71. Diagrama de fuerzas internas producida en la conexión del enlace con la diagonal. [36]..... 62
Figura 72. Modelado conexión diagonal – enlace IDEA STATICA..... 64
Figura 73. Esfuerzos producidos en la conexión diagonal – enlace IDEA STATICA 64
Figura 74. Trapecio de presiones de Whitmore [49] 65
Figura 75. Conexión diagonal – viga y columna mediante una placa gusset. [50] ... 65
Figura 76. Área efectiva de un perfil rectangular soldado a una placa gusset. [28].. 66
Figura 77. Diagrama de cuerpo libre mediante el método de fuerzas uniformes en placa gusset [50]..... 67
Figura 78. Modelado conexión diagonal – viga y columna IDEA STATICA 69
Figura 79. Esfuerzos producidos en la conexión diagonal – viga y columna IDEA STATICA..... 69
Figura 80. Secciones elementos estructurales..... 70
Figura 81. Caso de carga lateral no lineal sentido X 70
Figura 82. Definición rotula plástica enlace a cortante ETABS..... 71
Figura 83. Ubicación rotulas plásticas pórtico arriostrado excéntrico..... 71
Figura 84. Formación de rotulas plásticas pushover sentido X 72
Figura 85. Formación de rotulas plásticas pushover sentido Y 72
Figura 86. Diagrama histéresis fuerza – deformación plástica de la rótula en el enlace 73

Figura 87. Curva de capacidad de la estructura pushover sentido X 74
Figura 88. Curva de capacidad de la estructura sentido Y 74
Figura 89. Niveles de amenaza sísmica NEC 15 [29] 75
Figura 90. Puntos de desempeño posibles utilizando espectro modificado MARS [52] 75
Figura 91. Punto de desempeño FEMA 440 sismo raro (Tr=475 años) sentido X.... 76
Figura 92. Punto de desempeño FEMA 440 sismo muy raro (Tr=2500 años) sentido X 76
Figura 93. Punto de desempeño FEMA 440 sismo raro (Tr=475 años) sentido Y.... 77
Figura 94. Punto de desempeño FEMA 440 sismo muy raro (Tr=2500 años) sentido Y 77
Figura 95. Curva idealizada bilineal fuerza vs desplazamiento [52] 78
Figura 96. Matriz de niveles de desempeño Visión 2000 [57] 78
Figura 97. Sectorización de la curva de capacidad bilineal según Visión 2000 [58] 79
Figura 98. Nivel de desempeño sísmico sentido X 80
Figura 99. Nivel de desempeño sísmico sentido Y 80

AGRADECIMIENTO

Mi más sincero agradecimiento a todas las personas que hicieron posible la realización de este trabajo. A mis padres, a mi hermana y a Astrid por su apoyo incondicional siempre y sus palabras de aliento. Agradecerles de todo corazón.

A mi tutor Ing. Wladimir Ramírez un agradecimiento especial por ser una guía a lo largo de este proceso, sus conocimientos y aportes hicieron que este trabajo sea un éxito.

A la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica y sus docentes por impartir sus conocimientos y haber hecho de esta una experiencia memorable.

Gracias por formar parte de esta nueva meta dentro de mi formación académica.

Jorge Esteban Bayas Freire

DEDICATORIA

Este trabajo de titulación esta especialmente dedicado a mi familia, a mis padres un pilar fundamental en mi vida quienes siempre me apoyaron para alcanzar las metas que me trazado a lo largo de mi vida, a mi hermana por su afecto y respaldo a lo largo de la realización de este trabajo. Y especialmente a Astrid cuyo cariño y comprensión me han alentado a perseguir mis sueños.

Este es un logro de muchas más por cumplir para ustedes con todo mi cariño.

Jorge Esteban Bayas Freire

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICÁ

MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS METÁLICAS

TEMA:

"ANÁLISIS Y DISEÑO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICOS CON VIGAS DE ENLACE APLICADO EN UN EDIFICIO DE 7 PISOS"

MODALIDAD DE TITULACIÓN: Proyecto de titulación con componentes de investigación aplicada y/o de desarrollo

AUTOR: Ing. Jorge Esteban Bayas Freire

DIRECTOR: Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg.

FECHA: Uno de octubre de 2024

RESUMEN EJECUTIVO

El presente trabajo de investigación tiene como finalidad el análisis y diseño estructural sismorresistente de una edificación de siete pisos en estructura metálica con columnas compuestas rellenas de hormigón, ubicado en la cuidad de Ambato con una geometría irregular en planta mediante la implementación de pórticos arriostrados excéntricos con vigas de enlace tipo "link" en ambos sentidos de la estructura con una longitud de 60 centímetros.

En este proyecto se realizó un análisis dinámico de la estructura en el software Etabs verificando parámetros dentro de la norma ecuatoriana de la construcción como derivas de piso, criterio de columna fuerte – viga débil para posteriormente realizar el diseño de los elementos estructurales mediante hojas de cálculo cumpliendo con la normativa ASIC 360-16, AISC 341-16 y ASCE 7-16 y las conexiones tanto del enlace como viga-columna de la estructura mediante análisis de elementos finitos de la soldadura y las placas de conexión en el software IdeaStatica cumpliendo con la normativa de diseño AWS D1.1. Adicionalmente se realizó un análisis estático no lineal (pushover) en ambos sentidos de la estructura aplicando patrones de carga incrementales, se determinaron las curvas de capacidad y los puntos de desempeño para un sismo raro y un sismo muy raro. Una vez obtenidos estos puntos se realizó una evaluación dentro de la matriz establecida en la norma Visión 200.

Finalmente, se pudo observar el desempeño global real que tendrá la estructura ante cargas sísmicas, comprobando así el comportamiento del enlace como como disipador de energía mediante la formación de las rotulas plásticas. Los resultados obtenidos en este trabajo han demostraron el correcto diseño sismorresistente de los pórticos arriostrados excéntricos obteniendo un sistema estructural seguro y eficiente.

DESCRIPTORES: ANÁLISIS NO LINEAL, CURVA DE CAPACIDAD, DISIPADOR DE ENERGÍA, FUSIBLE ESTRUCTURAL, PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICOS, PUSHOVER, ROTULA PLÁSTICA, VIGA DE ENLACE

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICÁ

MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS METÁLICAS

THEME:

"ANALYSIS AND DESIGN OF THE STRUCTURAL BEHAVIOR OF ECCENTRIC BRACED FRAMES WITH LINK BEAMS APPLIED IN A SEVEN STORY BUILDING"

TITULATION MODALITY: Degree Project with applied research and/or development component

AUTHOR: Ing. Jorge Esteban Bayas Freire

DIRECTOR: Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg.

DATE: October first, 2024

EXECUTIVE SUMMARY

The purpose of this research project is the analysis and structural seismic design of a seven-story building with steel structure and composite columns filled with concrete, located in the city of Ambato with a irregular floor geometry through the implementation of eccentric braced frames (EBF) with link beams in both directions of the structure with a clear length of 60 centimeters.

In this research a dynamic analysis of the structure was carried out in the Etabs software verifying parameters within the Ecuadorian construction standard NEC 15 such as floor drifts, strong column - weak beam criteria, then the design of the structural elements with spreadsheets was carried out complying with the ASIC 360-16, AISC 341-16 and ASCE 7-16 regulations, also the connections of both the link and beam-column of the structure were design through finite element analysis of the welding and the connection plates in the IdeaStatica software complying with the AWS D1.1 design regulations. Additionally, a non-linear static analysis (pushover) was performed in both directions of the structure applying incremental load patterns, the capacity curves and performance points for a rare earthquake and a very rare earthquake were determined, an evaluation of these points was carried out within the matrix established in the Vision 200 standard.

Finally, it was possible to observe the real overall performance that the structure will have under seismic loads, thus verifying the behavior of the link as an energy dissipator through

the formation of plastic hinges. The results obtained in this research project have demonstrated the correct earthquake-resistant design of the eccentric braced frames, obtaining a safe and efficient structural system.

DESCRIPTORS: ECCENTRIC BRACED FRAMES, ENERGY DISSIPATOR, CAPACITY CURVE, LINK BEAM, NONLINEAR ANALYSIS, PUSHOVER, PLASTIC HINGES, STRUCTURAL FUSE

CAPÍTULO I
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Introducción

Dentro de la rama estructural en la ingeniería, uno de los factores de mayor incidencia de problemas a resolver son los sismos, los cuales producen pérdidas de vidas humanas, daños en la infraestructura civil y pérdidas económicas. Es por esto que se debe dar la importancia adecuada al diseño estructural de un edificio, con la finalidad de reducir el riesgo sísmico. La sismorresistencia implica dar la suficiente seguridad a un edificio durante la ocurrencia de un evento sísmico para que se tenga tiempo de actuar y llevar a cabo un desalojo oportuno de los ocupantes de una edificación [1].

Las estructuras metálicas han evolucionado durante los años llegando a ser en la actualidad uno de los sistemas estructurales más utilizados esto debido a las ventajas que ofrece la construcción a través de la optimización de los procesos involucrados en la fabricación de los elementos estructurales que ayuda a reducir el tiempo de construcción, además de que el acero tiene varias ventajas por su alta resistencia [2]. Con el paso de los años ya no solo la rapidez en la construcción satisfacíala necesidad de construir edificaciones de mayor envergadura cada vez más, es por eso que se llegó a implementar un nuevo sistema de marcos de acero con diagonales tipo riostras.

Este nuevo sistema de marcos arriostrado excéntricos o también conocido como marco EBF por sus siglas en inglés, consta de 4 elementos principales: enlace, viga fuera del enlace, arriostramiento y columna. Estos marcos se caracterizan por tener una alta rigidezelástica, como así también alta ductilidad para la disipación de energía. La filosofía de diseño del marco EBF es diseñar el enlace (segmento corto de la viga) para que soporte la carga lateral del sismo, mientras que los demás elementos deben ser diseñados por resistencia para soportar las fuerzas internas producidas por el enlace cuando se encuentraen fluencia, de tal forma que permanezcan en el rango elástico. [3]

En el desarrollo del presente proyecto de investigación se llevó a cabo un análisis y su posterior diseño estructural para un edifico de 7 pisos en estructura metálica con el sistema de pórticos arriostrados excéntricos “EBF”. de igual forma se diseñó de la superestructurapara estados límite de resistencia y estados límite de servicio, verificando los radios de demanda - capacidad de los elementos estructurales, y para finalizar este trabajo de investigación se realizó también un estudio para verificar el desempeño sísmico de las vigas de enlace que actúan como disipador de energía dentro de la misma estructura.

1.2. Justificación

El Ecuador es conocido como un país que está expuesto a un peligro sísmico permanente,debido a

que se encuentra en una zona de colisión entre la placa Nazca y la placa Sudamericana, llegándose a producir el fenómeno de subducción esto involucra laexposición a fuertes eventos sísmicos que pueden traer consigo la pérdida de vidas humanas, pérdidas materiales y económicas. Las estructuras ubicadas en zonas de alto peligro sísmico no son expuestas a un solo evento, sino a una secuencia sísmica de réplicas. En este ambiente sísmico, las réplicas pueden inducir demandas de distorsión lateral mayores a aquellas inducidas ante el evento principal. Por lo tanto, es necesario tomar medidas que permitan reducir los efectos negativos de un evento sísmico [4],[5]. Dentro del diseño sismorresistente se han empleado diferentes tipos de sistemas estructurales con el objeto de resistir las solicitaciones por cargas normales de uso y la acción sísmica. Para lograr este cometido, inicialmente se planteó el uso de pórticos resistentes a momento. Por consiguiente, las normativas establecieron los parámetros parael diseño de estructuras sismorresistentes con pórticos resistentes a momento de hormigón armado, así como de acero estructural. De la evaluación de estos sistemas estructurales seevidenció que los elementos en los que no se disipaba energía, como las columnas, requerían un sobredimensionamiento para cumplir con un correcto diseño por desempeño.Por lo cual, nació la idea de emplear elementos diagonales rigidizadores en edificios de gran altura, para estabilizarlos con respecto a las fuerzas laterales a las que se encuentransometidos, es decir, cargas de viento y sismo [6].

Los pórticos arriostrados son sistemas estructurales que tienen sus inicios a partir del sigloXX y desde entonces han sido sistemas estructurales de gran uso hasta la actualidad, gracias a la resistencia y rigidez lateral que proporcionan a una estructura; contribuyendoa la disipación de la energía proveniente de un sismo, con lo cual se evita el colapso de laedificación. Estos sistemas fueron incluidos inicialmente en la American Institute of Steel Construction (AISC-341), un volumen autorizado sobre el diseño de estructuras de edificios de acero con provisiones sísmicas [7], [8]. En el Ecuador se ha evidenciado que es necesario dar a conocer una mejor opción al momento de implementar un sistema estructural para las edificaciones que cada vez son de mayor altura, y que lleguen a brindar seguridad a sus ocupantes proporcionando una optimización en los recursos empleados. Es importante ampliar la visión en cuanto a los nuevos tipos de sistemas estructurales, fomentando el desarrollo del sector de la construcción hacia la innovación. Es por esto que en el presente trabajo de investigaciónse enfoca en el diseño de pórticos arriostrados excéntricos “EBF” con vigas de enlace, asícomo su posterior análisis del comportamiento y desempeño estructural ante las solicitaciones de cargas sísmicas en el edificio de 7 pisos.

1.3. Objetivos

1.3.1. General

Diseñar el pórtico arriostrado excéntricamente EBF con vigas de enlace para las solicitaciones ante cargas sísmicas de un edifico de 7 pisos.

1.3.2. Específicos

a) Realizar investigación dentro de la norma AISC 341 Y AISC 360 para determinar las características y funcionamiento de las vigas de enlace en los pórticos arriostrados excéntricos (EBF).

b) Elaborar el modelo del edifico con pórticos arriostrados excéntricos mediante software estructural especializado para poder verificar que su comportamiento sísmico cumpla con los parámetros dentro de Norma Ecuatoriana de Construcción del Ecuador.

c) Realizar el diseño de la superestructura para estados límite de resistencia y estadoslímite de servicio.

d) Analizar el desempeño estructural del edificio.

CAPITULO II
MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

Como resultado de la rápida globalización, ahora se requiere que los ingenieros sean expertos en varias especificaciones de diseño. Las estructuras de acero deban diseñarse de acuerdo con las disposiciones de diseño más aceptadas, independientemente de la ubicación de construcción. En consecuencia, los ingenieros ahora tienen que enfrentar undesafío más al momento de diseñar una estructura sismo-resistente [9].

Los terremotos ocasionan considerables daños materiales que dejan a gran cantidad de personas damnificadas, además, de las víctimas mortales; lo cual indica que los programasde Evaluación de Riesgo Sísmico todavía no se han puesto en práctica con el fin de impedir o aminorar estas pérdidas, pese al adelanto que se tiene de ellos. La situación enmención predomina en la mayor parte de países en vías de desarrollo, por la carencia de recursos económicos asignados a la investigación y desarrollo de la tecnología, cuyo objetivo principal es promover los estudios de prevención y mitigación del riesgo sísmico. Por otra parte, y definitivamente, la razón de las pérdidas tanto humanas como económicas causadas por los terremotos es un comportamiento sísmico deficiente de las edificaciones,en donde en varias ocasiones se han llegado a colapsos parciales e incluso totales. Debidoal historial sísmico del país y a las consecuencias que cada uno de ellos ha dejado en el territorio ecuatoriano, los expertos en el campo de la ingeniería estructural han visto la necesidad de realizar estudios de vulnerabilidad sísmica que permitan conocer el estado actual de las edificaciones existentes para así poder determinar su comportamiento ante un evento sísmico. [4]

Es importante mencionar que este nuevo sistema estructural fue propuesto en Japón en los años 70’s y fue investigado extensamente en los Estados Unidos por Popov y sus colaboradores en los años 80’s. Debido al constante aumento en la población y la crecientedensificación las zonas urbanas de las cuidades, se buscan nuevos sistemas constructivos que cumplan con los requerimientos y las normativas de construcción de cada país, con el objetivo de optimizar la construcción. La necesidad de mejorar el diseño estructural delas edificaciones y controlar el daño sísmico para reducir así los costes de reparación surgióa raíz de los sismos de Northbridge (1994) y Kobe (1995), donde el coste económico de las reparaciones y sustitución de infraestructuras se consideró desproporcional [5],[10].

Es bien sabido que los procedimientos convencionales de análisis sísmico de estructuraspermiten determinar las fuerzas sísmicas a partir de espectros elásticos de proyecto, reducidos mediante

factores de comportamiento. Los factores de comportamiento son prescritos por las normas para diferentes tipologías estructurales, configuraciones y materiales que las constituyen, con base esencialmente en el juicio de expertos. Estos factores son aplicados también para el cálculo de los factores de amplificación de desplazamientos que permiten la verificación del cumplimiento de las derivas máximas admisibles, y que en caso contrario puede conducir al cambio de las dimensiones de la estructura. De allí la especial importancia de los factores de comportamiento dentro de todo el proceso de análisis símico y proyecto sismorresistente de las estructuras emplazadas en zonas de alta amenaza sísmica de las que se espera deberían alcanzar altos valores de ductilidad [11].

La tipología estructural de pórticos arriostrados excéntricamente se compone de columnas, vigas y riostra diagonal. Además, existe una característica distintiva en estos pórticos y es que, al menos uno de los extremos de cada riostra diagonal está conectado de manera que la fuerza de la riostra diagonal se transmite a través del corte y la flexión del elemento enlace. Es importante mencionar que el diseño de estructuras como edificios y puentes, toman como referencia códigos de construcción que son propios o adaptados para cada país, por lo que en cada uno de ellos se especifica que las cargas aplicadas a lasmismas son relativamente bajas, en consecuencia, darán como resultado que las estructuras trabajen en un rango elástico. Sin embargo, por la ocurrencia de un movimiento sísmico, las estructuras pueden estar sometidas a fuerzas que sobrepasan el límite elástico [12].

Para buscar una solución adecuada para hacer frente a desastres naturales es muyimportante comprender el enfoque energético durante un evento sísmico. Una parte de la energía sísmica entrante se disipa por la amortiguación inherente de las estructuras, pero una gran cantidad de energía es absorbida por el sistema estructural principal (vigas, columnas, muros). Un enfoque de diseño estructural que utiliza sistemas de disipación deenergía ahora es ampliamente aceptado y se aplica con frecuencia, ya que los amortiguadores absorberán la mayor parte de la energía sísmica [12],[13].

Por otro lado, varios autores citan que los marcos arriostrados excéntricamente se han vuelto ampliamente reconocidos como sistema resistente a cargas laterales en estructuras de acero, especialmente en zonas de alta actividad sísmica, gracias a la resistencia y rigidez lateral que proporcionan a una estructura, contribuyendo a la disipación de la energía proveniente de un sismo, con lo cual se evita el colapso de la edificación. Esta energía inducida durante un evento sísmico es disipada por el comportamiento inelásticode los eslabones, mientras que las vigas, columnas y contraventeos se diseñan para exhibirun comportamiento elástico [14], [15].

Adicionalmente, los marcos arriostrados excéntricos (EBF) forman parte de un sistema resistente a cargas laterales. que se utiliza ampliamente en todo el mundo, estos pueden exhibir grandes propiedades de rigidez mientras que al mismo tiempo muestra una alta ductilidad a través de la fluencia en corte y/o flexión en los segmentos dúctiles de la vigacuando se someten a movimientos sísmicos del suelo. Durante los terremotos de 2010/2011 en Christchurch, los elementos estructurales de un grupo de edificios con EBF modernos entraron por primera vez en una región inelástica. El desempeño general de losEBF fue superior a las expectativas en ese momento y las consecuencias se limitaron a daños estructurales y no estructurales. Esto permite obtener estructuras sismorresistentesmás livianas, y cuyo desempeño sísmico se mantenga en el rango elástico para sismos pequeños y para eventos severos se presente deformación inelástica, pero manteniendo la estabilidad de la edificación [16], [17], [18].

Para García y Tapia [19] en los marcos dúctiles con contraventeo excéntrico, las diagonales generan una excentricidad en las vigas donde se inducen concentraciones de esfuerzos cortantes y momentos flexionantes significativos. Esa zona de la viga, que se denomina eslabón o viga enlace, se diseña para disipar energía desarrollando deformaciones plásticas mientras que, el resto de los elementos se diseñaran para tener uncomportamiento cuasi-elástico Los pórticos EBF están diseñados para disipar la energía sísmica de entrada desarrollando deformaciones plásticas en un segmento de las vigas denominado "enlace sísmico, estos enlaces extraíbles están destinados a ser fácilmente reemplazables [20], [21], [22].

Así, la premisa fundamental de diseño de un marco excéntrico es que la viga enlace sea un fusible estructural capaz de desarrollar una respuesta uniforme, dúctil y estable. Es estesegmento entre los puntos de intersección de los ejes de la viga y la riostra a se denominavínculo sísmico según el tamaño de la longitud, los elementos del enlace se dividen en tres tipos: enlaces cortos, intermedios y largos. Los elementos de enlace se consideran como la única fuente de disipación de energía en ambas especificaciones y todos los demás miembros deben tener la capacidad diseñada para permanecer elásticos [10], [23], [24].

Por lo menciano anteriormente se puede decir que los pórticos EBF son muy adecuados para regiones altamente sísmicas debido a su alta rigidez elástica y alta ductilidad. Dado que el Ecuador puede describirse como un país multiamenazas, en lo que se refiere a desastres naturales, es por esta razón que es una tarea de gran importancia el trabajar por optimizar la calidad de las edificaciones. Por lo tanto, se ve en la necesidad que los reglamentos vigentes para el diseño sismorresistente permiten que las estructuras, ante una demanda sísmica intensa, se diseñen para incursionar en el intervalo inelástico. El daño estructural relacionado con esa incursión inelástica

permite al sistema disipar energía, que pretende garantizar que la estructura permanezca sin colapso [4], [19], [25].

Se llevaron a cabo numerosos estudios experimentales sobre el comportamiento sísmico de los enlaces EBF. Estas investigaciones muestran que los enlaces EBF suelen exhibir una excelente capacidad de carga y deformabilidad. Además, un informe sobre una serie de casos muestra que la región de deformación plástica de la estructuradifícilmente puede localizarse bajo grandes terremotos. El EBF fue diseñado para una estructura antisísmica, donde el enlace reemplazable está separado de las vigas del marco como un enlace que se puede reparar convenientemente para extender la vida útil de todala estructura [26], [27].

Algunas investigaciones recientes han evidenciado que edificios estructurados con marcos con contravientos excéntricos disipan energía de manera no uniforme en todos losniveles, donde la respuesta inelástica se concentra en los pisos inferiores, reportando dañopor cortante o por flexión. Asimismo, los modelos de los edificios desarrollan ángulos derotación inelásticos estables, con magnitudes que superan los límites de reglamentos especializados vigentes. Igualmente, los resultados de estudios experimentales de Kasai y Popov en 1986 que evaluaron el comportamiento de vigas enlace bajo cargas cíclicas para diferentes conexiones, longitudes y perfiles, coinciden en que las vigas enlace reportan ángulos de rotación inelásticos mayores a la normativa vigente. El modo de falladepende del detallado, protocolo de carga y las características de los especímenes; sin embargo, la respuesta de las vigas enlace en demandas relacionadas con el ángulo de rotación en el límite normativo fue estable, sin fractura o fluencia del alma, fractura del patín o en algunos casos fractura en la conexión. [19]

Por otro lado, en investigaciones realizadas sobre los sistemas de pórticos EBF donde se realizaron estudios experimentales y numéricos se determinaron los resultados sobre resistencia, capacidad de rotación y resistencia de vigas de enlace para proponer factores de respuestarazonables para el procedimiento de diseño práctico de estos sistemas. Los EBF podrían combinar la gran ductilidad de los pórticos resistentes a momento MRF y la importante rigidez de los pórticos arriostrados concéntricamente CBF. Esta combinación se ha logrado introduciendo excentricidad entre un marco a través del arriostramiento y la columna. [14]

Para concluir podemos determinar que, en los Estados Unidos, los pórticos arriostrados excéntricos se diseñan de acuerdo con la especificación AISC el “American Institute of Steel Construction” por sus siglas en inglés, para edificios de acero estructural (AISC- 360) junto con las disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural (AISC-341).La norma indica que,

en las disposiciones de diseño sísmico, los pórticos arriostrados excéntricos “EBF” se definen como pórticos arriostrados en los que los arriostramientos intersecan vigas en una excentricidad. En Ecuador la norma que rige el diseño de estructuras metálicas es la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-AC, donde sepone a disposición las especificaciones para el diseño, la fabricación y el montaje de los elementos de acero estructural y conexiones de los Sistemas Resistentes a Cargas Sísmicas. Esta investigación realizada aportará al presente trabajo de investigación ya quenos da un preámbulo de cómo será el comportamiento de la viga de enlace dentro del pórtico como estos elementos llegan a disipar la energía del sismo y actúan como ellos explican un fusible estructural, que es lo que se llegara a demostrar [7], [28], [29].

2.2. FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICA

2.2.1. Pórticos estructurales de acero

Las estructuras de acero son de uso frecuente en construcciones en general. Para el caso de estructuras sismorresistentes existen diferentes tipologías usadas comúnmente en el diseño convencional donde se distinguen dos grandes grupos: pórticos arriostrados y pórticos no arriostrados. En el primer caso se subdividen en concéntricos y excéntricos. Los del segundo caso también pueden subdividirse de acuerdo a si la viga es de alma llenao reticulada. [30]

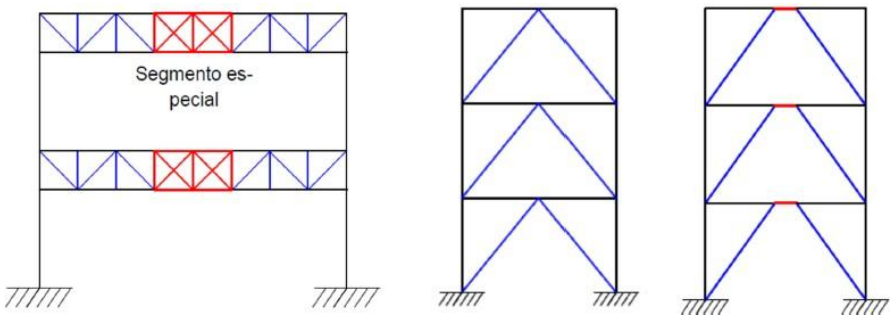


Figura 1. *Pórtico no arriostrado con viga reticulada, Pórtico arriostradoconcéntrico y Pórtico arriostrado excéntrico* [30]

2.2.2. Pórticos Arriostrados Excéntricos

Los pórticos sismorresistentes arriostrados excéntricamente son estructuras arriostradas diagonalmente que tienen al menos un extremo de cada riostra unida a una viga y separadade un nudo viga-columna u otra unión riostra-viga, por una distancia relativamente corta llamada enlace que constituye la principal zona de disipación de energía a través de su plastificación intentando así asegurar que el comportamiento cíclico del enlace sea estable. [3]. Estas pueden llegar a tener diferentes configuraciones dependiendo de las solicitaciones del edificio.

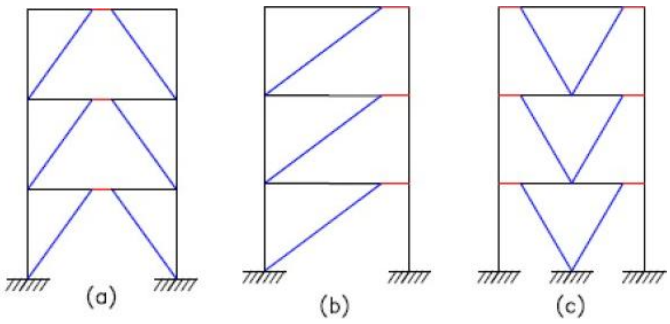


Figura 2. *Configuraciones típicas de pórticos arriostrados excéntricos* [3]

Los enlaces representan "fusibles estructurales", los que deben detallarse adecuadamentepara evitar que el pandeo local y otros fenómenos de inestabilidad degraden la respuesta. Los componentes restantes del pórtico como son las riostras, las vigas fuera de la zona deenlace, las columnas y las conexiones se dimensionan aplicando conceptos del diseño por capacidad para asegurar que permanecen en rango elástico.

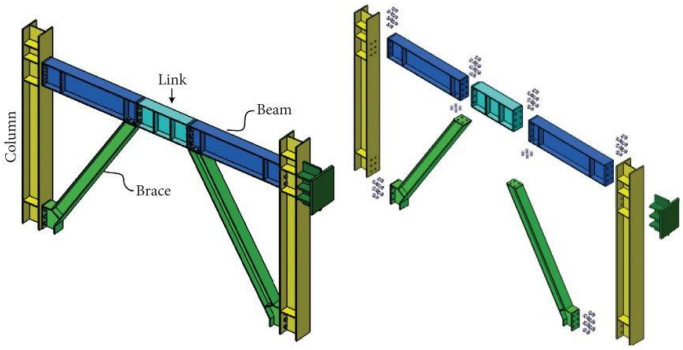


Figura 3. *Configuración pórtico arriostrado excéntrico. [31]*

Los Pórticos Arriostrados Excéntrico (EBF) son parte de un sistema híbrido que utiliza las ventajas de los marcos arriostrados concéntricos y los marcos resistentes a momento.Las vigas de enlaces o links son segmentos de reducida longitud a través de los cuales se disipa energía aprovechando la fluencia del acero. [32]

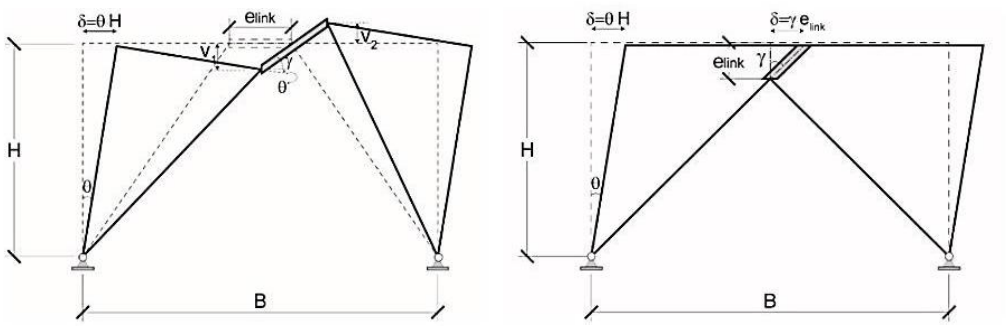


Figura 4. *Deformación Plástica para sistemas EBF* [32]

2.2.3. Filosofía de Diseño

El diseño por capacidad se basa en la formulación de una jerarquía en la resistencia de los componentes que componen el sistema estructural para permitir la formación de un mecanismo de deformación plástica o mecanismo de colapso, esto evita así la ocurrencia de fallas frágiles. [3]

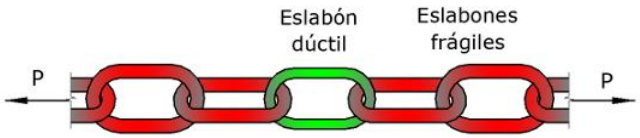


Figura 5*. Analogía de la cadena con eslabón dúctil [3]*

Los enlaces representan fusibles estructurales, es decir, son los elementos que ante un daño eventual pueden ser reemplazados por otros sin mayor dificultad. Estas secciones sedeben diseñar para trabajar de forma estable y en la zona dúctil o rango inelástico, mientras que el resto de los componentes se diseñan para trabajar en el rango elástico. Estos segmentos son los encargados de recibir las fuerzas axiales provenientes de las riostras, que llegan transformados al enlace como esfuerzos de corte y flexión. [33]

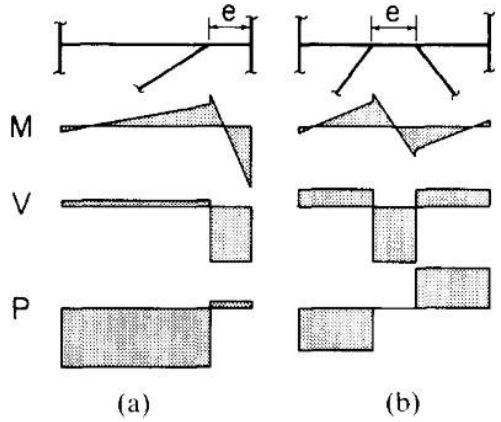


Figura 6. Diagrama de fuerzas producido en la viga de enlace [33]

El enlace debe ser diseñado para tener una alta capacidad de deformación inelástica. La falla del enlace va a estar controlada ya sea por flexión o corte, dependiendo de la longituddel enlace.

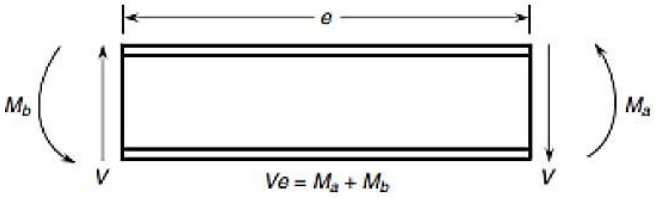


Figura 7. *Diagrama de cuerpo libre del enlace* [33]

$$\sum M = 0$$

$$M_a + M_b = V * e$$

$$e = \frac{M_a + M_b}{V}$$

La ecuación representa la longitud en la que ocurre una falla balanceada, tanto de corte como flexión. Si se cambia los valores de momento y cortante, por el cortante plástico (Vp) y momento plástico (Mp) del enlace se obtiene una ecuación siendo conocida comola longitud crítica del enlace. Es decir que para una longitud de enlace menor que la crítica, se obtendrá una falla mayormente controlada por corte, mientras que, para una longitud de enlace mayor a la crítica, se tendrá una falla mayormente controlada por flexión.

ANSI/ AISC 341-16 [7], define al cortante plástico del enlace, y momento plástico, como:

$$\boldsymbol{V_p = 0.6\, F_y \left(d - 2\, t_f\right)}$$

$$M_p = Z\, F_y$$

Donde:

Z es el módulo de sección plástico

d es la altura de la viga metálica

tw es el espesor del alma de la viga metálica

fy es el módulo de elasticidad del cero

El diseño por resistencia del enlace también debe cumplir con:

$$V_u \leq \emptyset_v\, V_n$$

2.2.4. Rotación del enlace

Otro parámetro importante que controla el diseño del enlace, es el ángulo de deformación que se forma entre el enlace deformado plásticamente y la línea del eje de la viga.

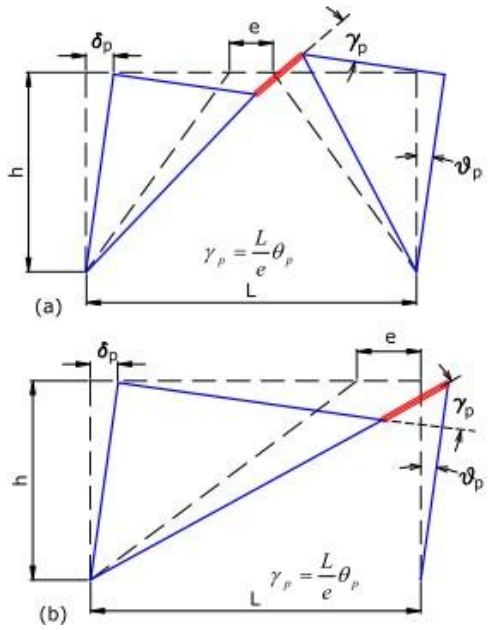


Figura 8. *Deformación plástica para determinar la rotación en el enlace* [3]

Donde:

$$\theta p = \Delta p h$$

$$\Delta p = \delta\ inel\acute{a}stica - \delta\ el\acute{a}stica$$

$$\delta\ inel\acute{a}stica = 0.75\ R\ \delta\ el\acute{a}stica$$

El ángulo de rotación plástica del enlace sirve para cuantificar la deformación inelástica quesufre el mismo durante un evento sísmico. En la norma ANSI/AISC 341-16 [7] especificaque el ángulo de rotación del elemento link el cual no deberá exceder a los siguientes valores.

La rotación plástica debe ser menor a 0.08 rad para enlaces cortos, mayor a 0.02 rad para enlaces largos, y el límite para enlaces intermedios debe ser interpolado linealmente, como semuestra en la figura.

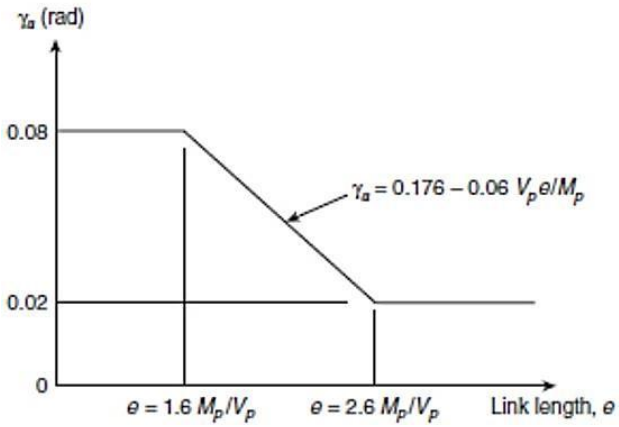


Figura 9. *Demanda de rotación admisible* [34]

El enlace debe ser compacto sísmicamente, para esto debe cumplir con la relación anchoespesor para elementos altamente dúctiles del ANSI/AISC 341-16 [7]. Sin embargo, si el enlacees corto, el ala de la sección de la viga deberá cumplir la relación ancho espesor para elementos moderadamente dúctiles

2.2.5. Modo de Falla del enlace según su longitud

El sistema de pórtico EBF es posible modelarlo mediante tres tipos de vigas de enlace dependiendo de su longitud, esto para llegar a crear un mecanismo de colapso progresivo y controlado al momento del evento sísmico. El parámetro más importante que cuantifica el comportamiento de EBF es la relación de longitud del enlace:

$$\rho = e \ / \ (M_p / \ V_p)$$

Donde:

e es la longitud del enlace.

Mp es la capacidad de momento plástico.

Vp es la Capacidad de corte plástico del eslabón.

Mientras que los eslabones cortos $\rho \leq 1.6$ ceden principalmente bajo corte, los enlaces largos $\rho \geq 2.6$ ceden principalmente bajo flexión. Y los eslabones intermedios $1,6 < \rho < 2,6$ ceden bajo la acción simultánea de corte y flexión. [35]

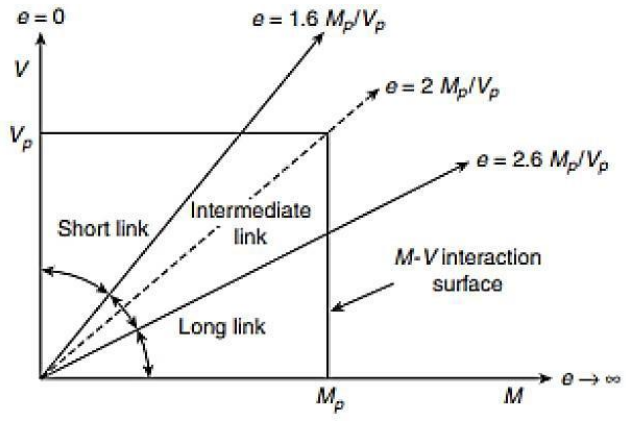


Figura 10. *Clasificación del enlace* [34]

La fuerza sísmica es transmitida a través de la acción del eslabón. Por lo tanto, la rigidez lateral de pórtico EBF varía según la relación entre la longitud del eslabón y la de la viga.A medida que

la longitud del eslabón disminuye, el marco se vuelve más rígido,acercándose así a la rigidez equivalente a un marco con arriostramiento concéntrico. En la vida real práctica, generalmente se prefieren los enlaces cortos debido a su alta capacidad de disipación de energía en comparación con los enlaces intermedios y largos. [36]

Para tomar en cuenta la longitud del enlace, se deben calcular el momento plástico y el cortante de la sección de las vigas metálica que está conectada a través de las riostras delpórtico.

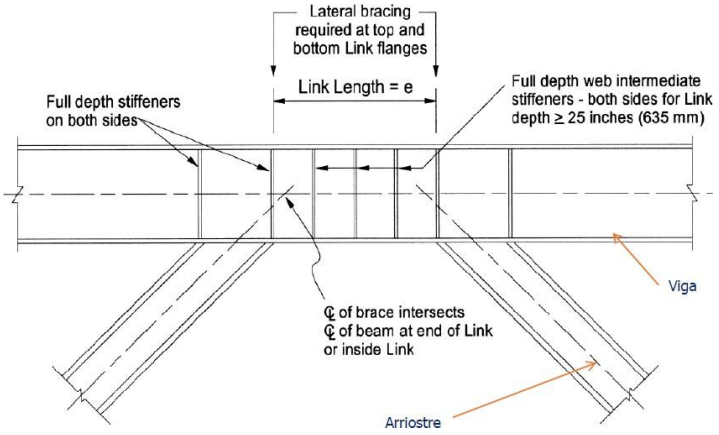


Figura 11. *Longitud del elemento tipo link en el pórtico arriostrado excéntrico.*[35]

2.2.6. Arriostramiento lateral para estabilidad del elemento enlace

De acuerdo con la norma ANSI/AISC 341-16 [7], en la sección D1.2c establece que los requisitos para los arriostramientos laterales, en las secciones tipo I se deberán colocar arriostramientos laterales en alas inferiores, así como en las superiores en los extremos delos enlaces.

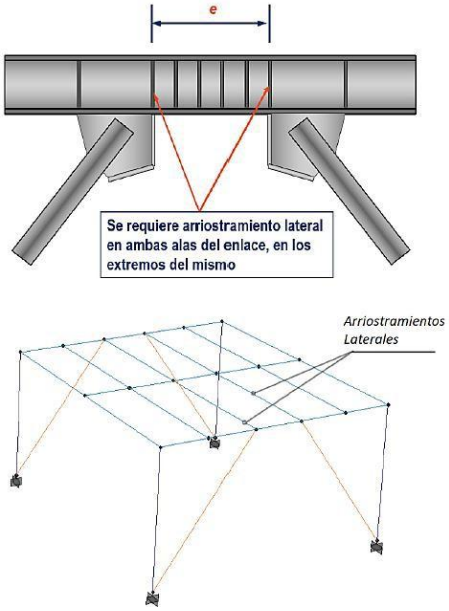


Figura 12. *Ubicación del arriostramiento lateral del enlace* [37]

Las dos alas del enlace deberán estar arriostradas lateralmente o en su defecto, la sección transversal del enlace deberá reforzarse con un arriostramiento torsional puntual.

La resistencia requerida de los arriostramientos laterales de cada ala del enlace,adyacentes a las rótulas plástica.

$$P_r = \frac{0.06\ R_y\ F_y\ Z}{h_o}$$

La resistencia requerida de los arriostramientos torsionales adyacentes a las rótulas plásticas será:

$$M_r = 0.06\ R_y\ F_y$$

La rigidez requerida para el arriostramiento debe cumplir con lo establecido en el Apéndice 6 de la norma ANSI/AISC 341-16 [7] para el arriostramiento lateral o torsionaldel enlace, con un valor de Cd = 1.0 y donde la resistencia a la flexión requerida del enlaceserá:

$$M_r = R_y\ F_y\ Z$$

Donde:

R_y es el factor de fluencia probable, establecido en la Sección 5.2 de NEC-SE-AC [29]

F_y es el límite de fluencia del acero en *MPa*.

Z es el módulo de sección plástica en torno al eje de flexión en mm^3

h_o es la distancia entre los centroides de las alas del enlace en mm

2.2.7. Viga fuera del enlace

La viga fuera del enlace debe diseñarse para que se mantenga en el rango elástico, paraesto debe ser diseñado por las fuerzas generadas por el enlace cuando se encuentra en fluencia.

$$V1\ =\ \omega\ Ry\ Vn$$

Donde:

ω es un valor empírico relacionado al endurecimiento cíclico del enlace, para la vigafuera del enlace se considera que este factor es de 1.1

Para garantizar que la viga permanezca en el rango elástico, se utiliza un factor de amplificación sobre la carga sísmica, y se diseña por resistencia para esta carga modificada. El factor de amplificación se calcula de la siguiente manera

$$\alpha = \frac{1.1\ R_y\ V_n}{V_E}$$

Donde:

V_E es el cortante producido en el enlace por el sismo. De esta forma se puede aplicareste factor a la combinación que incluye el sismo

La viga fuera del enlace debe cumplir con la relación ancho espesor para elementos moderadamente dúctiles, este elemento estará mayormente sometido a flexión, y será diseñado por su capacidad nominal a flexión

2.2.8. Limitaciones para Enlaces

En el caso de que la sección del enlace sea conformada por placas soldadas, la soldaduradeberá ser de penetración completa para conectar las alas y almas del elemento enlace. Los elementos de enlace, deben cumplir con algunas limitaciones en cuanto a su relaciónancho-espesor, con la finalidad de controlar el pandeo local del elemento. Estaslimitaciones están especificadas en la sección F3.5b.1 del ANSI/AISC 341-16 [7] y se muestranen los siguientes puntos.

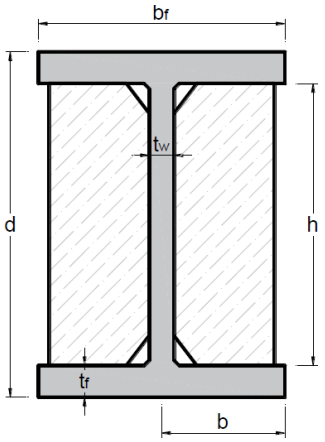


Figura 13. *Enlace de sección tipo I con atiesadores externos* [38]

Para las Alas:

- Para enlaces de longitud ($e \leq 1.6Mp/Vp$), las Alas del enlace deben cumplirrequisitos de miembros de moderada ductilidad:

$$\frac{b}{t_f} \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

- Para enlaces de longitud ($e > 1.6Mp/Vp$), las Alas del enlace deben cumplirrequisitos de miembros de alta ductilidad:

$$\frac{b}{t_f} \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

Para el Alma del enlace:

El Alma del enlace debe cumplir requisitos de miembros de alta ductilidad:

- Para *Ca ≤ 0.114*

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a)$$

- Para *Ca > 0.114*

$$\frac{h}{t_w} \leq \left[mayor\ entre \left(0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a) \right) y \left(1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \right) \right]$$

Donde:

E es el módulo de elasticidad del acero

R_y es el factor de fluencia probable, establecido en la Sección 5.2 de NEC-SE-AC [29]

F_y es el límite de fluencia del acero

$C_a = \frac{P_u}{\emptyset_c P_y}$

P_u es la fuerza axial de diseño usando la combinación de cargas LRFD

$\emptyset_c$= 0.90, especificado en la sección H1.1 del AISC 360-16 [28]

P_y es la fuerza axial de fluencia = F_y A_g Donde: A_g es el área bruta del enlace

2.2.9. Atiesadores en el Enlace (Link)

Los atiesadores sirven para mejorar la estabilidad global del enlace, además sirven para resistir de mejor manera las fuerzas generadas en los puntos donde se conectan las diagonales.

Son elementos necesarios debido a que estos sirven para controlar los problemas de pandeo local que pueden presentarse en el enlace, de esta manera también se garantiza que el sistema estructural sea dúctil. Por este motivo es necesario que los atiesadores seancolocados en los extremos y en la zona intermedia del enlace, siguiendo con lo determinado en la normativa ANSI/AISC 341-16 [7], en cuanto a su espaciamiento y características específicas.

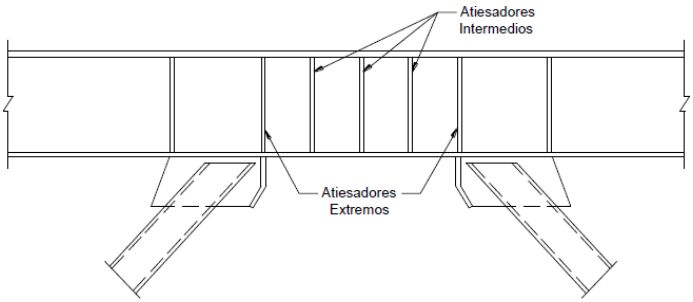


Figura 14. *Atiesadores externos e intermedios en el enlace*. [38]

2.2.10. Atiesadores en los Extremos del Enlace

Estos atiesadores deben ser colocados a ambos lados del alma del elemento enlace, enlos extremos del mismo, es decir, en los puntos donde se une con las diagonales, y deben cubrir la altura completa del alma del elemento enlace.

Estos atiesadores deberán tener un ancho combinado mayor o igual a $(b_f - 2\ t_w)$ y suespesor

no será inferior al máximo valor entre: 0.75 t_w y 10 *mm*.

Donde:

b_f es el ancho del ala del elemento enlace
t_w es el espesor del alma del elemento de enlace, [*mm*].

2.2.11. Atiesadores Intermedios del Enlace

Estos atiesadores son colocados en la zona media del enlace y de igual forma debencubrir la altura total del alma del elemento enlace. El espaciamiento (S) de los atiesadores intermedios dependerá de la longitud que tenga el enlace.

a) Para enlaces con longitud ($e \leq 1.6\, M_p / V_p$)
   - Con ángulos de rotación del enlace de 0.08 *rad*

$$S \leq 30\, t_w - d/5$$

   - Con ángulos de rotación del enlace de 0.02 *rad* o menos

$$S \leq 52\, t_w - d/5$$

   - Para ángulos de rotación del enlace entre 0.08 *rad* y 0.02 *rad*, se debe utilizar interpolación lineal.

b) Para enlaces con longitud ($2.6 M_p / V_p \leq e \leq 5 M_p / V_p$), se deben colocar atiesadores intermedios a una distancia de S = 1.5 b_f desde cada extremo del elemento enlace.

c) Para enlaces con longitud ($1.6\mathrm{M_p/V_p} < \mathrm{e} < 2.6\mathrm{M_p/V_p}$), se deben colocar atiesadores intermedios que cumplan con lo establecido anteriormente en los puntos a) y b).

d) Para enlaces con longitud ($e > 5 M_p / V_p$), no son requeridos los atiesadores intermedios.

Donde:

M_p es el momento flector plástico en el elemento enlace
V_p es el cortante plástico en el elemento enlace
S es le espaciamiento entre los atiesadores
d es el peralte del elemento enlace

Los atiesadores serán conectados al elemento enlace mediante soldadura, la misma que se recomienda sea de filete. Es importante especificar la resistencia requerida de la soldadurade filete para cuando el atiesador se conecta al alma y a las alas del elemento enlace:

- La resistencia requerida de las soldaduras de filete que conectan al atiesador conel alma del enlace es

$$F_y\, A_{st}$$

- La resistencia requerida de las soldaduras de filete que conectan al atiesador conlas alas del

enlace.

$$\frac{F_y A_{st}}{4}$$

Donde:

F_y es el límite de fluencia del acero del atiesador

A_{st} es la sección transversal horizontal del atiesador

2.2.12. Zonas protegidas

La normativa AISC 341-16 [7] especifica que los elementos enlace (link) son zonas protegidas, por lo que en estos no se pueden colocar conectores de corte, ni ningún tipo de accesorio que pueda penetrar las alas del elemento enlace.

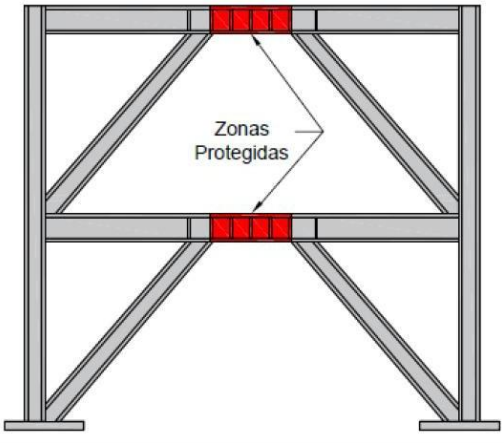


Figura 15. *Zona protegida dentro del enlace* [38]

2.2.13. Comportamiento inelástico del enlace

El comportamiento no lineal de los pórticos EBF se obtiene mediante el modelando de lasrotulas plásticas en el miembro de enlace "link" utilizando los parámetros de modelado no lineal recomendados por ASCE41-13. Se diseña un rotula plástica a corte controlada por deformación (V2) en el medio del eslabón donde se espera que el corte sea máximo. Todos los demás elementos están diseñados como elementos elásticos ya que se espera que se comporten linealmente. Para ellos se considera un modelo de histérico. [20]

La capacidad de disipación de energía está controlada por el diagrama de histéresis del elemento de enlace esta se puede determinar mediante el coeficiente E.

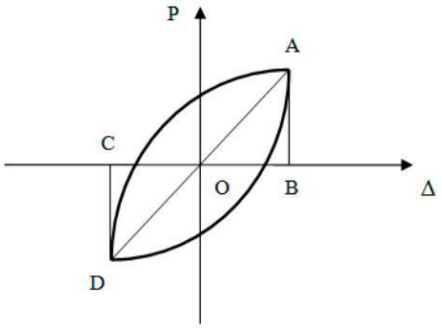


Figura 16. *Diagrama de disipación de energía* [26]

El coeficiente E puede ser calculado mediante la siguiente ecuación.

$$E = \frac{S_1}{S_{\Delta AOB+\Delta COD}}$$

Donde:

S_1 es el área encerrada por el bucle de histéresis

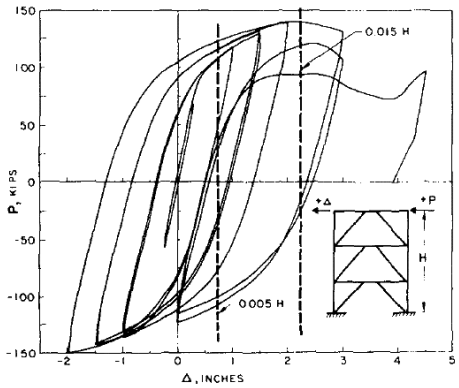


Figura 17. *Comportamiento del enlace" link" bajo cargas laterales cíclicas* [33]

2.2.14. Modelo Cíclico Inelástico del Enlace

El elemento de enlace se modela como un elemento bidimensional viga-columna con rotulas plásticas en cada extremo. Todas las deformaciones axiales se limitan a la viga elástica entre las rotulas plásticas. Antes de la deformación inicial La rigidez total del elemento es la de la viga elástica, mientras que ambas articulaciones se consideran rígidas.Bajo la acción de las fuerzas cortantes y de flexión, se produce una reducción en la rigidezdel elemento que hace que las rotulas plásticas empiecen a ceder y produzcan deformación. Con el aumento de la deformación, las rotulas alcanzan una condición de endurecimiento por deformación, de acuerdo con relaciones multilíneas acción-deformación. El endurecimiento por deformación provoca una traslación de la superficiede fluencia**.** [27]

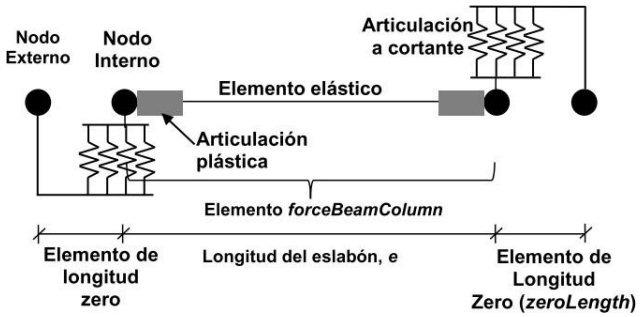


Figura 18. *Modelo analítico para simular el comportamiento histeréticos del eslabón* [5]

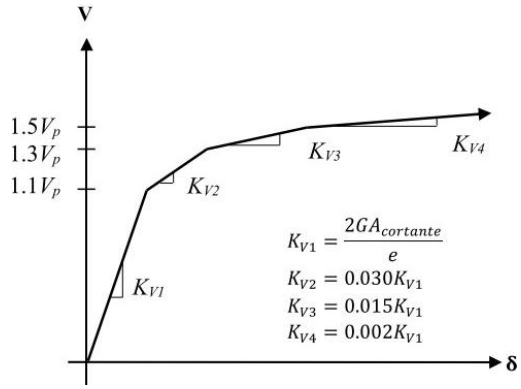


Figura 19. *Envolvente del comportamiento fuerza cortante-deformación a cortante* [5]

2.2.14. Análisis estático no lineal

El análisis *Pushover* es un procedimiento de estudio estático estructural que utiliza una técnica no lineal simplificada para estimar las deformaciones estructurales causadas por acción de eventos sísmicos. El procedimiento constituye en rediseñar la estructura durante la simulación de los terremotos mediante programas de cálculo computacional. A medida que los componentes individuales de una estructura ceden o fallan, las fuerzas dinámicas sobre el edificio se desplazan a los demás componentes.[39]

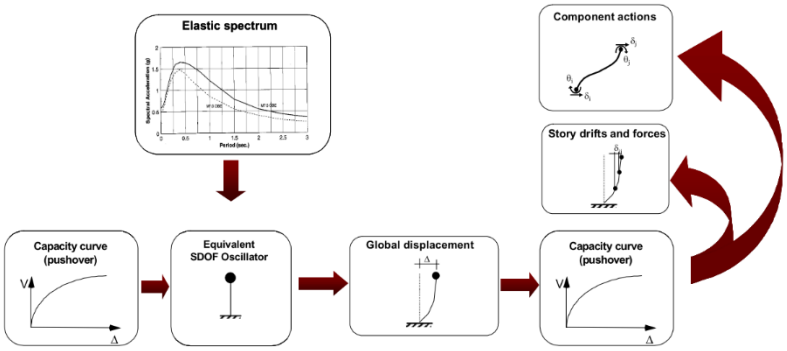


Figura 20. *Diagrama de flujo que representa el procedimiento del análisis estático no lineal.* [40]

Los estados límites de los elementos, con códigos de colores azul, verde, amarillo y rojo, representan la condición de rotación en la que se encuentran las secciones de los elementos

considerando un comportamiento no lineal. El azul representa una rotación elástica hasta una condición de ocupación inmediata (EL-IO), el verde es hasta seguridad de vida (IO-LS), el amarillo representa desde el nivel anterior hasta prevención de colapso (LS-CP) y el rojo es pasado el límite de prevención de colapso (>CP). [41]

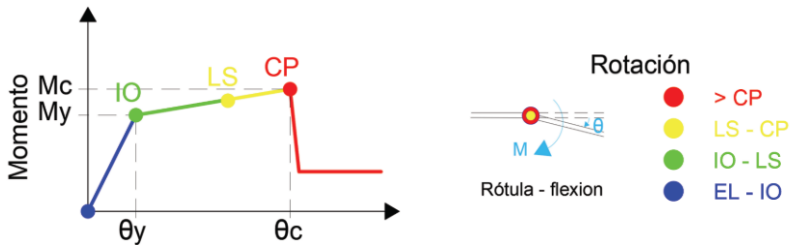


Figura 21. *Estados límite de los elemtos estructurales para un análisis Pushover*. [41]

Los parámetros para determinar las rotaciones permitidas y los niveles de daño ocupación inmediata, el verde es hasta seguridad de vida, y prevención de colapso están indicados en la norma ASCE 41-17 [42] en la tabla 9.7.2

2.2.15. Rotación Rotula Plástica

La norma ASCE 41-17 [42] sobre provisiones sísmicas en si capítulo 9.4.2.2.2. nos indica sobre el procedimiento para análisis estáticos no lineales donde nos presenta las ecuaciones para determinar los diagramas de fuerza – deformaciones de cada elemento.

Rotación en las vigas

$$\theta_y = \frac{M_{pe}\, L\, (1+\eta)}{6\, EI}$$

Rotación en las columnas

$$\theta_y = \frac{M_{pe}\, L\, (1+\eta)}{6\, (\tau_b E) I} \qquad \tau_b \begin{cases} \dfrac{P}{P_{ye}} \leq 0.5 & 1.0 \\ 4\left(\dfrac{P}{P_{ye}}\right)\cdot\left(1-\dfrac{P}{P_{ye}}\right) & \end{cases}$$

$$\eta = \frac{12\, EI}{L^2\, GA_s}$$

Donde

M_{pe} es el momento plástico esperado de la sección

L es la longitud del elemento

E es el módulo de elasticidad

I es la inercia de la sección

G es el módulo cortante del acero

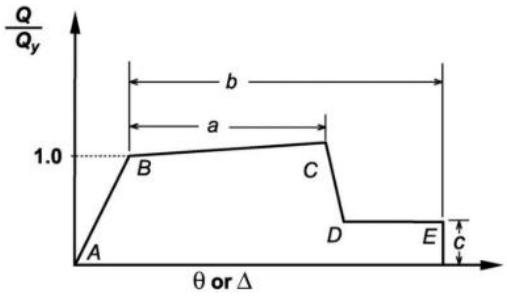


Figura 22. *Diagrama fuerza-deformación para elementos de acero*

Tabla 1. *Parámetros y criterios de aceptación de procedimientos no lineales de estructuras de acero* [42]

	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians		
Component or Action	*a*	*b*	*c*	IO	LS	CP
Composite Top Clip Angle Bottom[e]						
1. Failure of deck reinforcement	0.018	0.035	0.800	0.005	0.020	0.030
2. Local flange yielding and web crippling of column	0.036	0.042	0.400	0.008	0.025	0.035
3. Yield of bottom flange angle	0.036	0.042	0.200	0.008	0.025	0.035
4. Tensile yield of rivets or bolts at column flange	0.015	0.022	0.800	0.005	0.013	0.018
5. Shear yield of beam–flange connection	0.022	0.027	0.200	0.005	0.018	0.023
Shear connection with slab[d]	$0.029–0.00020d_{bg}$	$0.15–0.0036d_{bg}$	0.400	$0.014–0.00010d_{bg}$	$0.1125–0.0027d_{bg}$	$0.15–0.0036d_{bg}$
Shear connection without slab[d]	$0.15–0.0036d_{bg}$	$0.15–0.0036d_{bg}$	0.400	$0.075–0.0018d_{bg}$	$0.1125–0.0027d_{bg}$	$0.15–0.0036d_{bg}$
Eccentrically Braced Frame (EBF) Link Beam—*Shear or Flexure*[g,h]						
For $\lvert P\rvert/P_{ye} < 0.2$						
1. $e \le \frac{1.6\,M_{CE}}{V_{CE}}$ (Shear-Controlled)	0.15	0.17	0.8	0.005	0.14	0.16
2. $e \ge \frac{2.6\,M_{CE}}{V_{CE}}$ (Flexure-Controlled)	Same as for Beams and Columns					
3. $\frac{1.6\,M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2.6\,M_{CE}}{V_{CE}}$ (Shear-Flexure)	Linear interpolation shall be used.					

CAPITULO III
MARCO METODOLÓGICO

3.1. Ubicación

La edificación en la cual se aplicará el diseño de las vigas de enlace con pórticos arriostrados excéntricos, esta planificada en estructura metálica con columnas compuestas y una losa con placa colaborante de entre piso apoyada sobre viguetas metálicas. La edificación estará ubicada en las calles Gaspar de Villaroel y Av. Manuelita Sáenz en la cuidad de Ambato**,** el tipo de suelo en el que será construido el edificio ha sido determinado como un suelo tipo D.

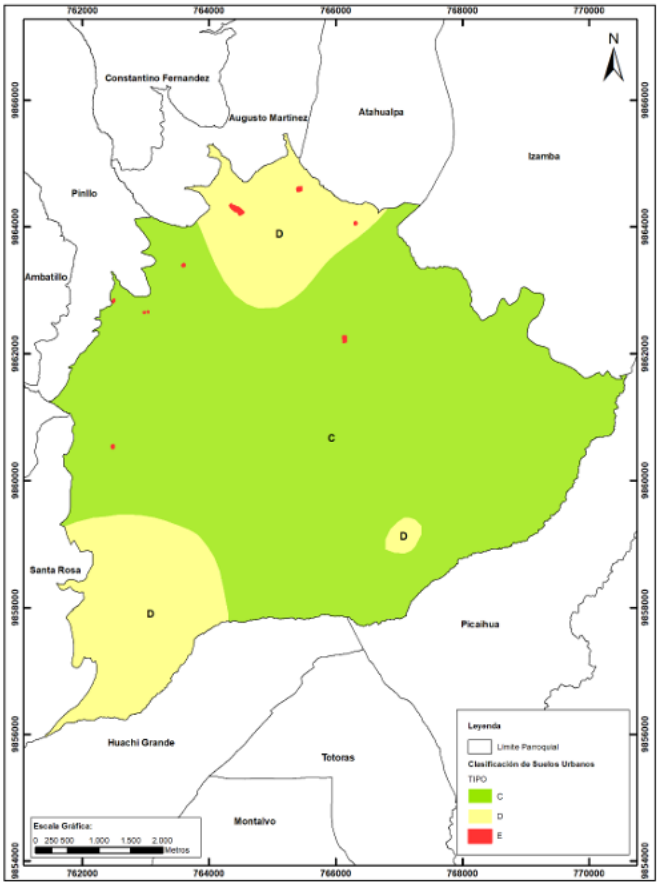


Figura 23. *Clasificación del tipo de suelo en la ciudad de Ambato* [43]

3.2. Equipos y materiales

El equipo utilizado para la presente investigación será un computador portátil y software estructural especializado para el modelamiento de la estructura ETABS V20 y software de elementos finitos IDEA STATICA V21.1. En cuanto a materiales se empleó materiales bibliográficos, normas de diseño y de artículos de oficina

3.3. Tipo de investigación

Esta investigación será de tipo bibliográfica, donde se utilizará como medio de apoyo normas ecuatorianas e internacionales, artículos científicos y libros que permitirán obtener información para el correcto diseño de los pórticos arriostrados excéntricos

3.4. Descripción del proyecto

La edificación es una residencia multifamiliar de 7 pisos de alto con un subsuelo destinado para parqueaderos donde contaran locales comerciales en la planta baja y departamentos en las plantas superiores y en la última planta constara un salón de uso múltiple con acceso a la terraza.

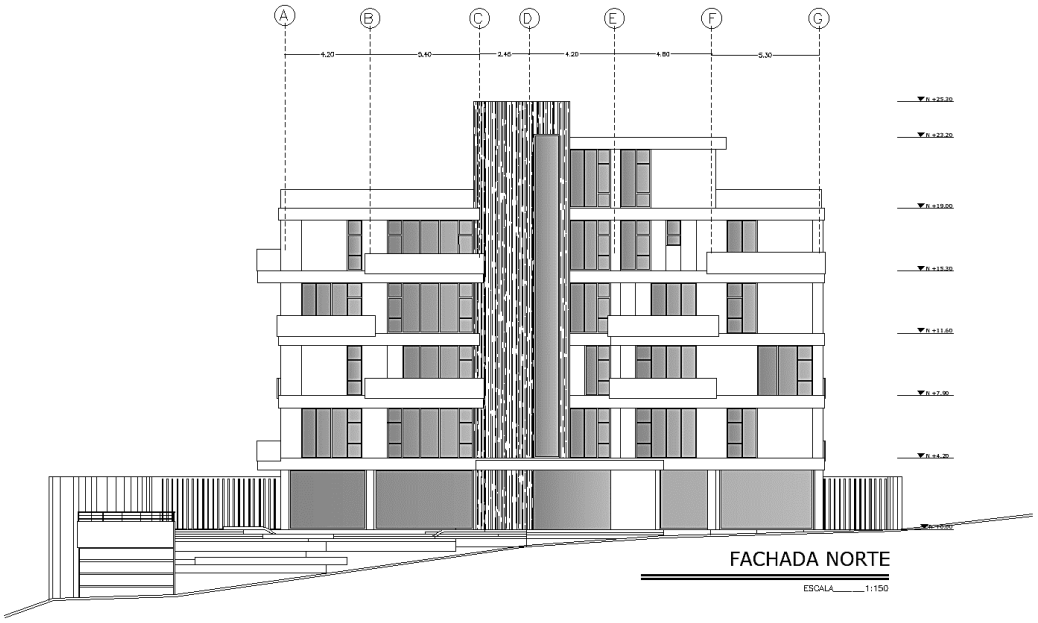


Figura 24. *Fachada frontal edificio*

La altura de entrepiso es de 3.70 m para la planta tipo, 4.20 m para la primera y última planta y 4.00 m para el subsuelo, obteniéndose una altura total del edificio de 25.30 metros medida desde el nivel de la calle. El edificio es irregular en vista en planta lo cual presenta un desafío para el diseño estructural del mismo

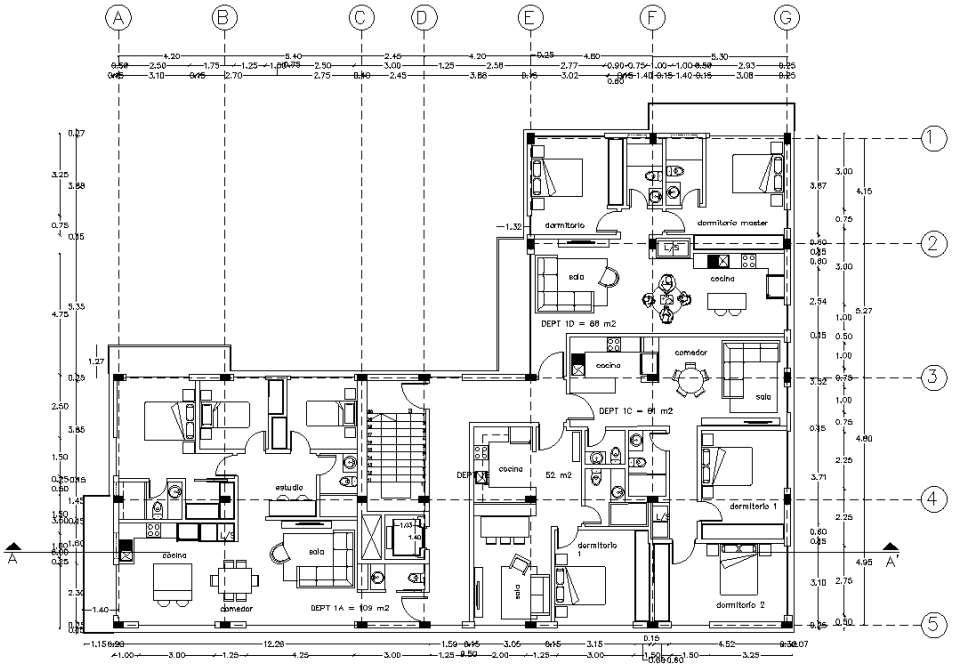


Figura 25. *Planta tipo de departamentos de la edificación*

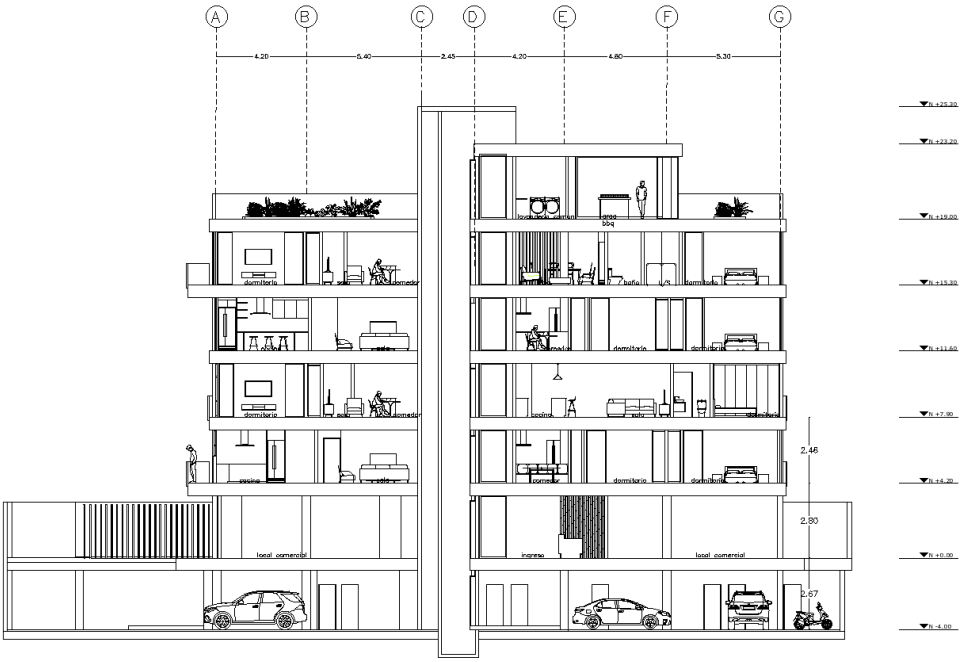


Figura 26. *Corte A-A' del edificio*

En el presente capítulo se propone un diseño estructural de la edificación con pórticos resistentes a momento más la implementación de pórticos arriostrados excéntricos con vigas de enlace las cuales estarán diseñadas para servir como fusibles estructurales y disipar la energía proveniente del sismo.

3.4.1. Materiales a utilizar

Los materiales utilizados en el análisis y que posteriormente se ingresarán al software de diseño estructural ETABS, presentan las siguientes propiedades:

Acero estructural ASTM A36 Gr.36

- Módulo de elasticidad, $E = 2038901.92\ \text{kg/cm}^2$
- Esfuerzo de fluencia, $\text{Fy} = 2531\ \text{kg/cm}^2$
- Tensión de agotamiento, $\text{Fu} = 4078\ \text{kg/cm}^2$

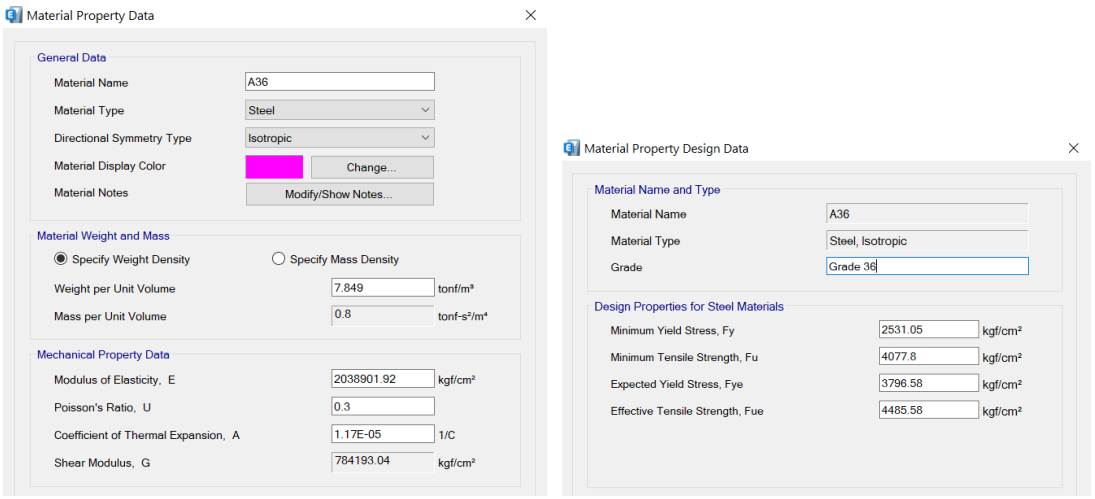


Figura 27. *Propiedades acero A36 ingresado en Etabs*

Acero de refuerzo

- Módulo de elasticidad, $E = 2038901.92\ \text{kg/cm}^2$
- Esfuerzo de fluencia, $\text{Fy} = 4200\ \text{kg/cm}^2$
- Tensión de agotamiento, $\text{Fu} = 6328\ \text{kg/cm}^2$

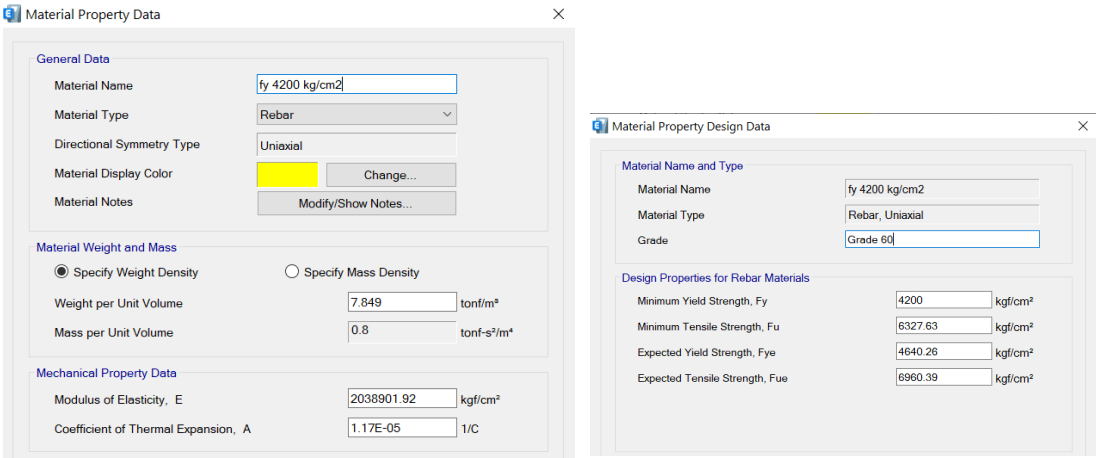


Figura 28. *Propiedades acero de refuerzo ingresado en Etabs*

Hormigón

- Resistencia del concreto a compresión, f´c= 240 kg/cm2 $f'c = 240\ kg/\text{cm}^2$
- Módulo de elasticidad longitudinal o (Young), $E = 14500\sqrt{f'c}$

$$E = 14500\sqrt{240} = 224633.03\ \text{kg/cm}^2$$

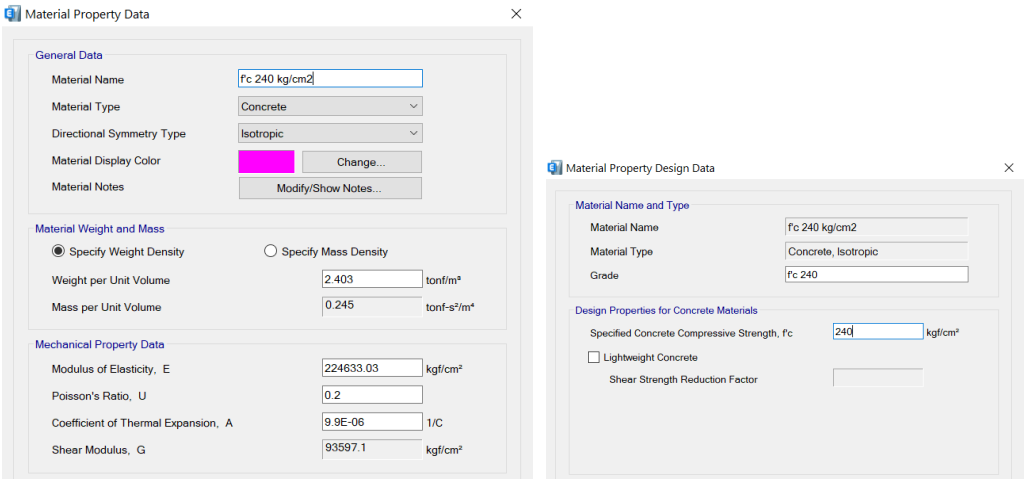


Figura 29. *Propiedades del hormigón ingresado en Etabs*

3.4.2 Análisis de cargas

De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción - Cargas No Sísmicas, se tienen las siguientes cargas:

Instalaciones:	$25\ kg/\text{m}^2$
Recubrimientos:	$50\ kg/\text{m}^2$
Mampostería:	$200\ kg/\text{m}^2$
Enlucido y Masillado:	$40\ kg/\text{m}^2$
Carga permanente:	$\mathbf{315\ kg/m^2}$
Carga viva para departamentos:	$\mathbf{200\ kg/m^2}$
Carga viva para locales comerciales:	$\mathbf{300\ kg/m^2}$
Carga viva para tapagrada inaccesible:	$\mathbf{100\ kg/m^2}$

3.4.3 Predimensionamiento de elementos estructurales

3.4.3.1. Placa colaborante

Para el dimensionamiento de la placa colaborante se determinó la carga viva no factorada y de la separación de las viguetas secundarias sobre los cuales se apoya la placa.

Espesor de placa	Altura de Losa		Volumen Hormigón	Cargas de peso propio (Kg/m²)		
	Hormigón	Placa+Hormigón		Hormigón	Placa	Total
mm	cm	cm	m³/m²	kg/m²	kg/m²	kg/m²
0,65	5	10,50	0,08	188	6,38	194
	6	11,50	0,09	212	6,38	218
	8	13,50	0,11	259	6,38	265
Peso Placa: (Kg/m²)	10	15,50	0,13	306	6,38	312
6,38	12	17,50	0,15	353	6,38	360

Figura 30. *Cargas de peso propio de la placa colaborante.* [44]

Se escogió la placa colaborante de 0.65 mm de espesor con un alto de onda de 55mm y un peso según el fabricante de 6.38 kg/cm2. La capa de compresión está compuesta de un hormigón con una resistencia a la compresión de 240 kg/cm2. La altura total de la losa será de 10.50 cm.

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN								
Espesor	H (onda)	Peso	Y+	Y-	I+	I-	S+	S-
mm	mm	kg/m²	mm	mm	cm⁴/m	cm⁴/m	cm³/m	cm³/m
0,65		6,38	28,96	26,04	39,97	37,02	15,92	17,71
0,76	55	7,42	28,93	26,07	46,39	43,17	15,94	17,69
0,90		8,77	28,90	26,10	54,45	50,90	15,95	17,67

Figura 31. *Propiedades de la placa colaborante.* [44]

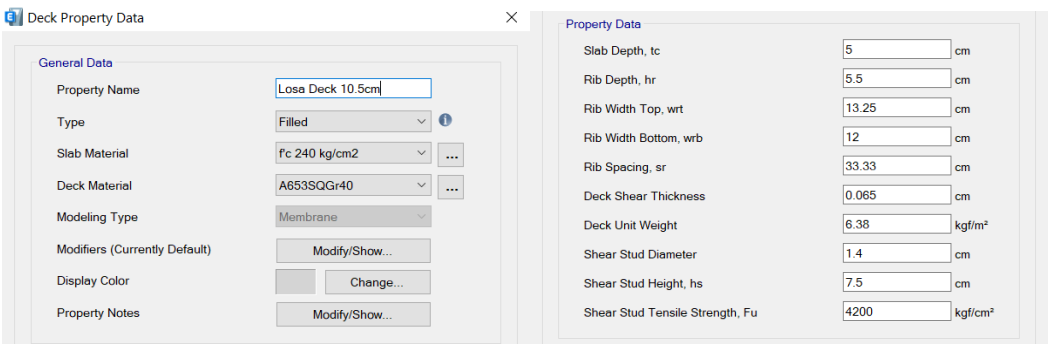


Figura 32. *Definición placa colaborante Etabs*

3.4.3.2. Vigas secundarias

Para el predimensionamiento de las vigas secundarias se asume que la conexión será simplemente apoyada con las vigas principales. Definimos las cargas que actúan sobre el ancho cooperante de la viga secundaria.

Se realizo el predimensionamiento de una viga secundaria la cual va a soportar las cargas de diseño de un departamento. Se escogió la viga secundaria con mayor carga ubicada entre los ejes F-G y los ejes 2-3, tiene una longitud de 5.27 m. Las cargas actuantes sobre la viga secundaria en un ancho cooperante de 1,06 m son:

CM= Peso propio de la losa + carga permanente

$$CM = 195\ Kg/m^2 + 315\ Kg/m^2 = 510\ Kg/m^2$$

$$CV = 200\ Kg/m^2$$

Para obtener la carga mayorada por metro cuadrado de losa, se toma la siguiente combinación de carga del método LRFD.

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2(510\ Kg/m^2) + 1.6(200\ Kg/m^2)$$

$$U = 932\ Kg/m^2$$

Carga uniformemente distribuida que actúa sobre la viga secundaria.

$$qu = 932\ Kg/m^2 * 1.06\ m\ = 988\ kg/m$$

$$qu = 0.99\ Tn/m$$

Momento Flector máximo positivo.

$$M_u = \frac{qu\ L^2}{8}$$

$$M_u = \frac{0.99\ Tn/m * (5.27\ m)^2}{8} = 3.44\ Tn.m$$

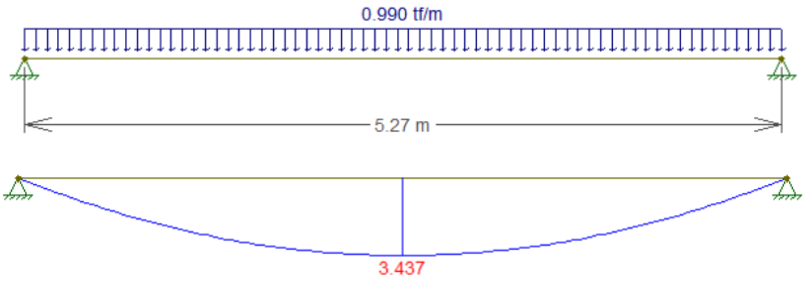


Figura 33. *Momento flector máximo viga secundaria*

Reacciones en los apoyos

$$R_u = \frac{qu\ L}{2}$$

$$R_u = \frac{0.99\ Tn/m * 5.27\ m}{2} = 2.60\ Tn$$

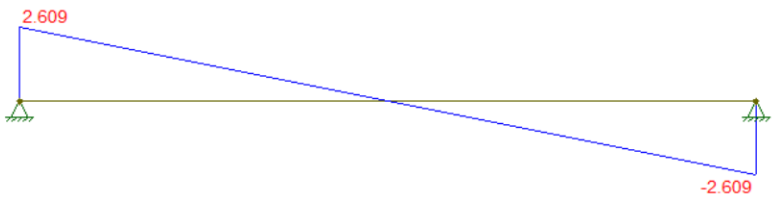


Figura 34. Reacciones en los apoyos viga secundaria

Módulo de sección plástico requerido:

$$Zx_{req} = \frac{M_u}{\emptyset_b \, f_y}$$

$$Zx_{req} = \frac{3.44\ Tn.m * 10^5}{0.9 * 2531\ kg/cm^2} = 151.02\ cm^3$$

Se determina el perfil más adecuado a ser utilizado según las solicitaciones y se definió el perfilVS160X100X6X8 mm detallado a continuación:

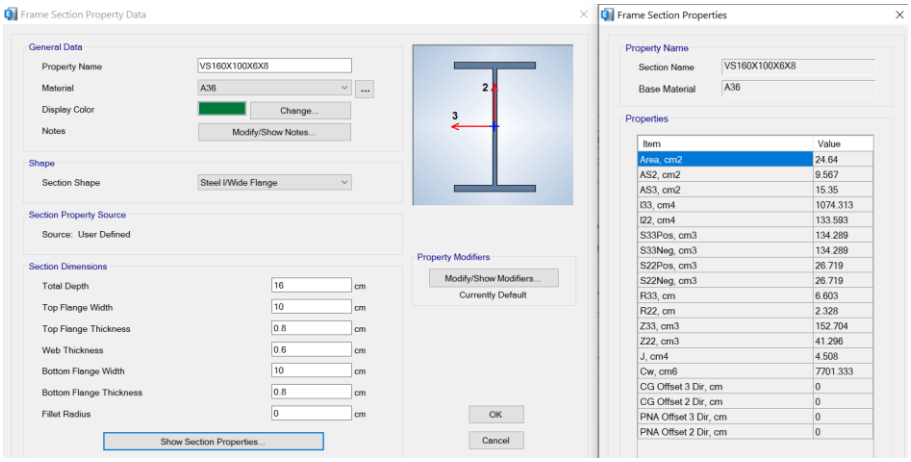


Figura 35. *Definición viga secundaria Etabs*

3.4.3.3 Vigas Principales

Se realizo el predimensionamiento de la viga principal, ubicada en el eje 3 entre los ejes F y G, tiene una longitud de 5.30 m. Las vigas principales presentan un modelo en el que se encuentran empotradas en ambos extremos y reciben una carga puntual proviene de las vigas secundarias en ambos sentidos de la viga principal por lo que tenemos una carga puntal $R_u = 4.98\ Tn.$

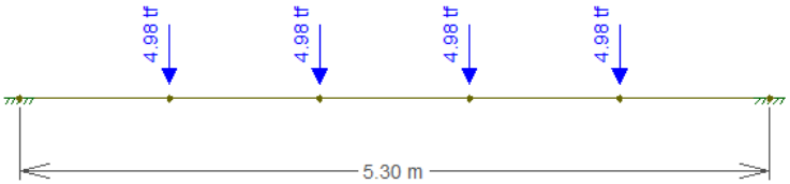


Figura 36. *Cargas puntuales sobre viga principal*

Momento Flector máximo positivo, donde el número de vanos es n=5.

$$M_u\ max = Fl\frac{(n^2-1)}{12\ n}$$

$$M_{u(+)}\ max = \frac{5^2-1}{12 * 5} * 4.98\ Tn * 5.30\ m = 10.56\ Tn.m$$

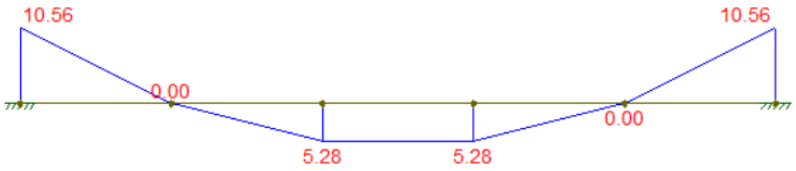


Figura 37. *Momento flector máximo viga principal*

Módulo de sección plástico requerido:

$$Zx_{req} = \frac{M_u}{\emptyset_b \, f_y}$$

$$Zx_{req} = \frac{10.56 \, Tn.m * 10^5}{0.9 * 2531 \, kg/cm^2} = 463.58 \, cm^3$$

Se determina el perfil más adecuado a ser utilizado según las solicitaciones y se definió el perfil V260X150X6X12 mm detallado a continuación de igual forma se debe comprobar que es un perfil de alta ductilidad descrito en la norma AISC 341.

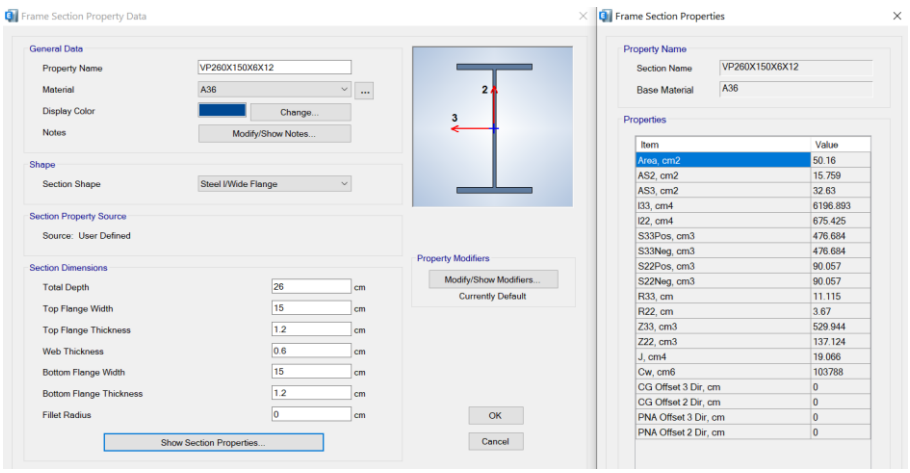


Figura 38. *Definición viga principal Etabs*

Este perfil debe cumplir con la norma ASIC 341-16 para miembros de alta ductilidad de la tabla D1.1.

- **Alas**

$$\frac{b}{t} < 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y \, F_y}}$$

$$6.25 < 7.44 \rightarrow \boldsymbol{Alta\ ductilidad}$$

- **Alma**

$$\frac{h}{t_w} < 0.88\sqrt{\frac{E}{R_y\ F_y}}\ (2.68 -\ C_a)$$

$$39.33 < 49.03 \rightarrow \boldsymbol{Alta\ ductilidad}$$

3.4.3.4. Columnas

Las columnas deben cumplir con los requisitos para ser miembros de alta ductilidad de la norma AISC 341-16, para el predimensionamiento se asume que trabaje únicamente a compresión. La columna seleccionada para el prediseño es la ubicada en F3.

$$\acute{A}rea\ cooperante = 25.50\ m^2$$

$$U = 932\ Kg/m^2$$

Cálculo de fuerza axial última

$$P_u = U * \acute{A}rea\ cooperante\ * N\ pisos$$

$$P_u = 932 * 25.5\ * 7 = 166362\ kg$$

$$P_u = 166.36\ Tn$$

Considerando la altura de entrepiso será de 3.70 metros y las condiciones de apoyo de la columna tenemos un coeficiente de esbeltez $K = 1.2$

En el apartado I-2b del código AISC 360 nos indica la capacidad axial que tiene un perfil relleno de hormigón

$$\emptyset\ P_n = \emptyset\ P_{no}\left(0.658^{\frac{P_{no}}{P_e}}\right)$$

Donde:

$$P_{no} =\ F_y\ A_s + 0.85\ f'c\ A_c$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_{efec}}{(K\ L)^2}$$

La carga axial que soporta la columna escogida de una sección de 300X300 mm con espesor $t = 8\ mm$ y relleno de hormigón con una capacidad de compresión $f'c = 240\ kg/cm^2$

$$\emptyset\ P_n = 0.75 * 401.03\ (0.658^{\ 0.2203})$$

$$\emptyset\ P_n = 274.28\ Tn$$

$$P_u\ \leq \emptyset\ P_n$$

$$166.36\ Tn\ < 274.28\ Tn\ \ OK$$

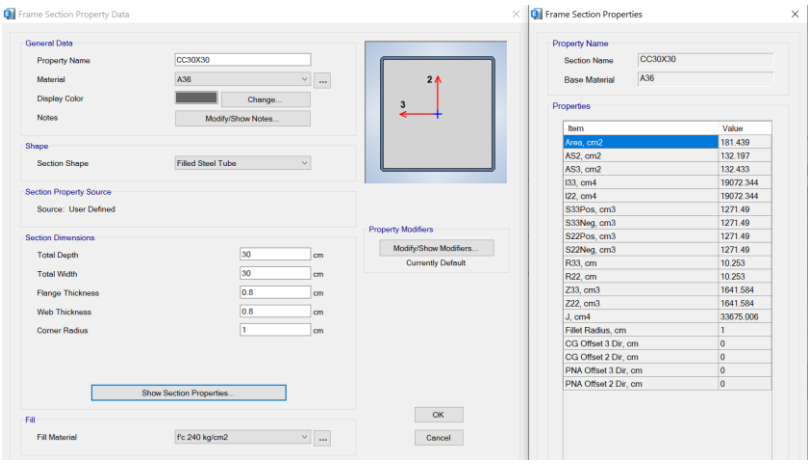


Figura 39. *Definición de sección columna Etabs*

3.4.3.5. Diagonales

Las diagonales en los pórticos EBF controlar pandeo el local, por lo que debe cumplir con los requisitos de alta ductilidad descritos en la tabla D1.1 de la norma AISC 341-16, por lo que se eligió una sección cuadrada D150X150X10 mm. De igual manera se ha escogido un perfil que tenga el mismo ancho del patín de la viga principal donde se formara la viga de enlace.

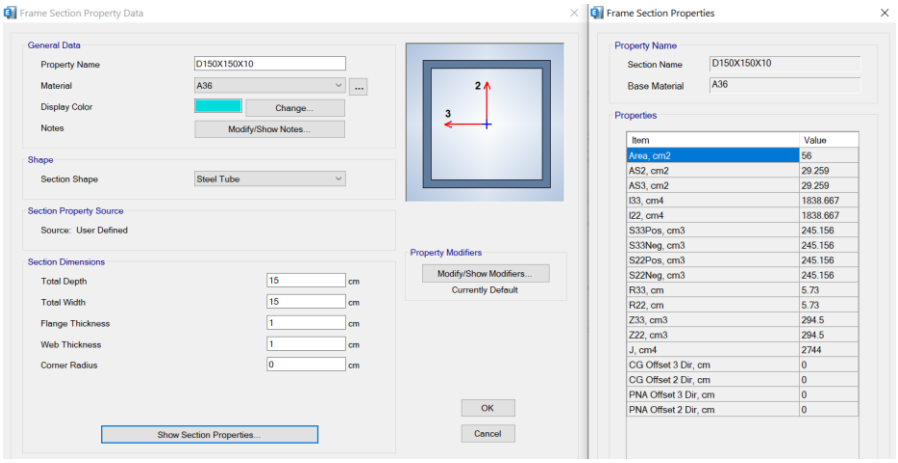


Figura 40. *Definición de sección diagonales Etabs*

$$\frac{b}{t} < 0.65\sqrt{\frac{E}{R_y\, F_y}}$$

$$13 < 15.11 \rightarrow \boldsymbol{Alta\ ductilidad}$$

3.4.4. Configuraciones estructurales ETABS

Las condiciones de apoyo en la base de la estructura se consideran como empotramientos restringiendo desplazamientos y rotaciones en las tres direcciones, esto tomando en cuenta la longitud de desplante de la estructura y el tipo de cimentación que tendrá.

Para un modelado de la estructura con mejores resultados los nudos de las uniones viga-columna deben tener un comportamiento rígido y cumplir con el mecanismo de falla columna fuerte-viga débil. En el programa, este nodo se denomina la zona rígida de la articulación, determinada con un factor de rigidez de la zona igual a 0.75 para estructuras metálicas esto debido a las condiciones de conexión como clima, mano de obra calificada no garantizan un 100%.

Para la definición de la masa en la sección 12.7.2 de la norma ASCE 7-16 se define la masa sísmica efectiva W que debe incluir la carga por peso propio de la estructura más la carga muerta sobreimpuesta.

3.4.5. Combinaciones de carga

La norma ASCE 7-16, en la sección 2.3.1, describe las combinaciones de carga necesarias para que los miembros de una estructura sean diseñados que tal manera que su capacidad de resistencia sea igual o superior a los efectos de las cargas factorizadas.

Combinación No 1:	1.4 CM
Combinación No 2:	1.0 CM + 1.0 CV
Combinación No 3:	1.2 CM + 1.6 CV
Combinación No 4:	1.2 CM + 1.0 CV + 1.0 SX + 0.3 SY
Combinación No 5:	1.2 CM + 1.0 CV - 1.0 SX + 0.3 SY
Combinación No 6:	1.2 CM + 1.0 CV + 1.0 SX - 0.3 SY
Combinación No 7:	1.2 CM + 1.0 CV - 1.0 SX - 0.3 SY
Combinación No 8:	1.2 CM + 1.0 CV + 1.0 SY + 0.3 SX
Combinación No 9:	1.2 CM + 1.0 CV - 1.0 SY + 0.3 SX
Combinación No 10:	1.2 CM + 1.0 CV + 1.0 SY - 0.3 SX
Combinación No 11:	1.2 CM + 1.0 CV - 1.0 SY - 0.3 SX

Dónde:

- CM: Carga muerta por peso propio de la estructura y cargas sobreimpuesta.
- CV: Carga viva.
- SX: Sismo dinámico en dirección X
- SY: Sismo dinámico en dirección Y

3.4.6. Cortante basal y espectro de diseño

Para determinar la fuerza lateral a la cual será solicitado el edificio durante un evento sísmico es necesario obtener el cortante basal de diseño, el cual depende de los siguientes factores. La Norma ecuatoriana de la construcción establece un factor de reducción sísmica de 8 para sistemas con pórticos arriostrados excéntricos, sin embargo, para el presente trabajo se decidió tomar un factor de 6 para ser más conservadores en el análisis no lineal.

Tabla 2. *Parámetros para determinar el cortante basal*

Parámetro	Variable	Valor	Unidades
Factor de importancia	**I**	1.00	s.u
Factor de reducción de respuesta	**R**	6.00	s.u
Zonificación Sísmica		V	
Región del Ecuador		Sierra, Esmeraldas y Galápagos	
Factor de aceleración de la zona sísmica	**Z**	0.40	s.u
Relación de amplificación espectral	**n**	2.48	s.u
Coeficiente Ct	**Ct**	0.073	s.u
Altura total del edificio	**hn**	25.30	m
Coeficiente para Calculo de Periodo	**α**	0.75	s.u
Tipo de Suelo		D	
Factor de sitio Fa	**Fa**	1.20	s.u
Factor de sitio Fd	**Fd**	1.19	s.u
Factor de comportam. inelástico suelo	**Fs**	1.28	s.u
Factor asociado al periodo de retorno	**r**	1.00	s.u
Factor de irregularidad en planta	**Øp**	0.90	s.u
Factor de irregularidad en elevación	**Øe**	1.00	s.u
Aceleración de la gravedad	**g**	9.81	m/s^2

Tabla 3. *Periodo de la estructura y porcentaje de cortante basal*

Descripción	Formula	Valor	Unidad
Periodo fundamental teórico	$Ta = C_t\, Hn^{\alpha}$	0,823	seg
Periodo fundamental máximo	$Ta_{max} = 1.3\, Ta$	1.071	seg
Periodo fundamental modelado	T (Etabs)	0.870	seg
Periodo límite	$T_0 = 0{,}1\ F_s \dfrac{F_d}{F_a}$	0,127	seg
Periodo límite	$T_C = 0{,}55\ F_s \dfrac{F_d}{F_a}$	0,698	seg
Espectro de respuesta	$S_a = n\ Z\ F_a \left(\dfrac{Tc}{T}\right)^r$	0.955	g
% Cortante Basal	$\%\, V = \dfrac{I \cdot S_a \cdot T_a}{R \cdot \emptyset_p \cdot \emptyset_e} * 100$	17.70	%
Coeficiente relacionado con el período de vibración	$k = 0.75 + 0.5\, T$	1.185	s.u.

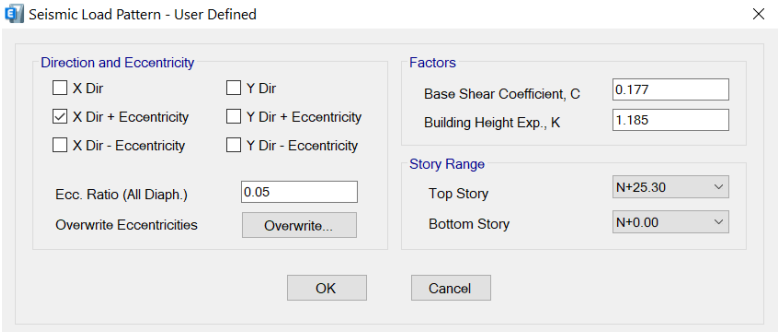


Figura 41. *Definición carga sísmica en dirección X*

Una vez obtenidos los valores del cortante basal procedemos a ingresar la función del espectro inelástico de respuesta dentro del programa

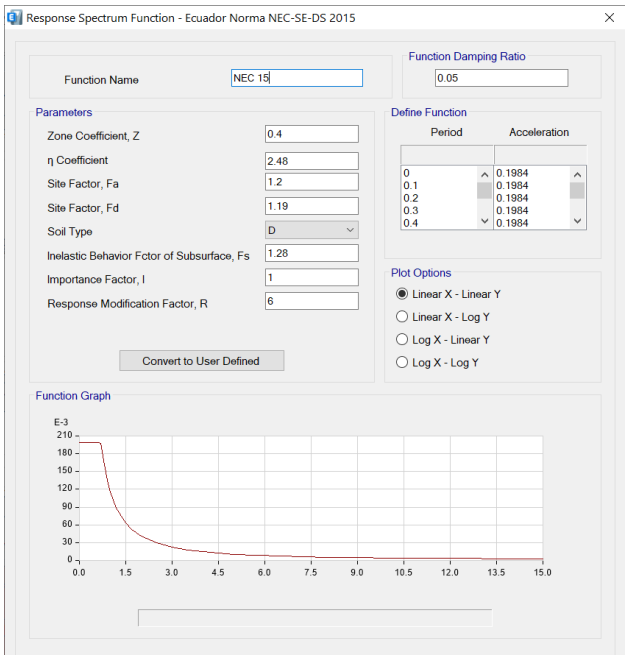


Figura 42. *Definición espectro de diseño NEC 15*

3.4.7. Longitud del enlace “link”

Usualmente, los enlaces se diseñan con longitudes reducidas para que funcionen como enlaces cortos, esto es, para inducir la formación de rótulas de corte. Los datos experimentales y los resultados de estudios analíticos muestran la conveniencia de este tipo de enlace, debido principalmente a que la fluencia se distribuye en forma más o menos uniforme en toda el alma.

Es por ello que la concentración de deformación plástica es menor que las que se originan en enlaces largos, donde la falla se produce normalmente por fractura del acero en las alas. Es importante destacar que el uso de enlaces cortos resulta en pórticos de mayor rigidez y resistencia. La capacidad de deformación plástica para el mecanismo de fluencia del alma por corte también

es mayor, si bien debe admitirse, como aspecto negativo, que la demanda de deformación se incrementa. Como resultado de la comparación relativa entre ventajas y desventajas, se concluye que es recomendable el uso de enlaces cortos siempre que sea posible. Por lo explicado anteriormente se opta por realizar el diseño de un enlace corto para el sistema de pórticos arriostrado excéntricamente.

Datos del perfil de la viga VP260X150X7X12

$Z_x = 529.944\ cm^3$ $d = 26.00\ cm$ $t_w = 0.6\ cm$ $t_f = 1.20\ cm$

$$e \leq 1.6\frac{M_p}{V_p}$$

$$e \leq 1.6\frac{Z_x\ F_y}{0.60\ F_y\ (d - 2t_f)\ t_w}$$

$$e \leq 1.6\frac{529.944 \cdot\ 2531}{0.60 \cdot 2531\ (26 - 2 \cdot 1.20)\ \cdot 0.6}$$

$$e \leq 62.376\ cm$$

Para crear una viga de enlace corto donde predomina el fallo a cortante este debe tener una longitud menor a 62.38 cm, por lo tanto, para simplificar el diseño determinas que la longitud de excentricidad en el enlace será de 60 cm.

A continuación, se presenta un esquema de la ubicación y longitudes de los distintos elementos estructurales que componen los pórticos arriostrados excéntricamente de la estructura a analizar.

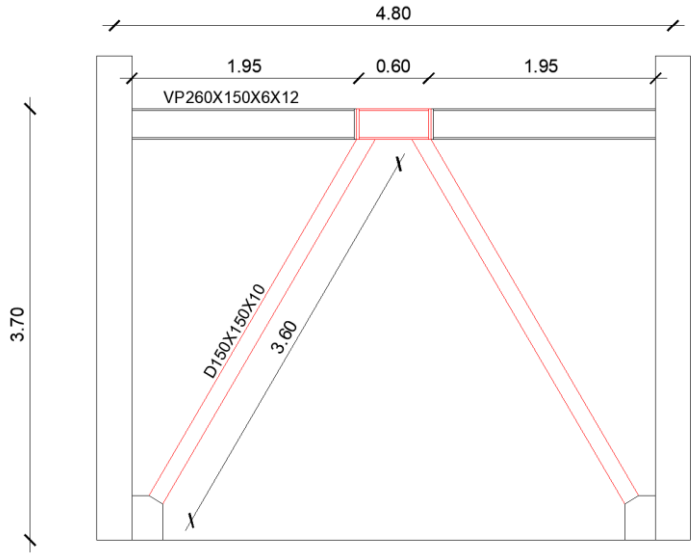


Figura 43. *Pórtico EBF con viga de enlace de 60 cm*

3.4.8. Modelamiento del edificio con pórticos EBF

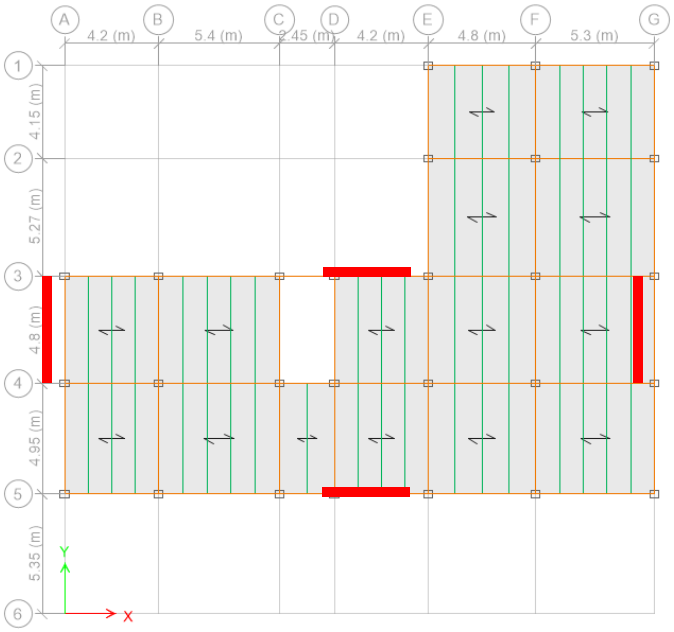


Figura 44. *Ubicación pórticos EBF en la estructura*

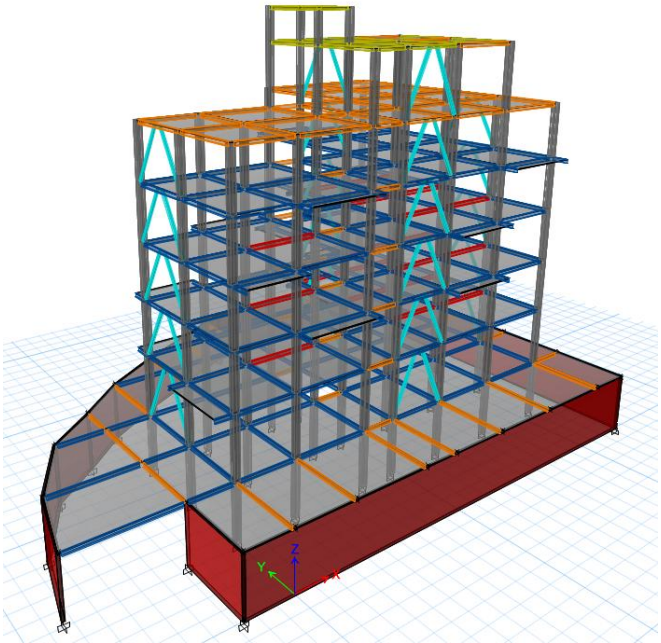


Figura 45. *Viste 3D de la edificación modelada en Etabs*

3.4.9. Ajuste Cortante basal dinámico

Como indica la norma NEC-SE-DS [45] en la sección 6.22 el valor del cortante dinámico total en el base obtenido por cualquier método de análisis dinámico no podrá ser menor al 85% del cortante basal V obtenido por el método estático para estructuras irregulares como es este caso.

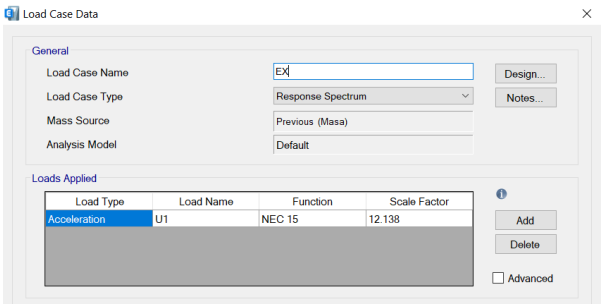


Figura 46. *Factor de corrección espectro de respuesta sentido X*

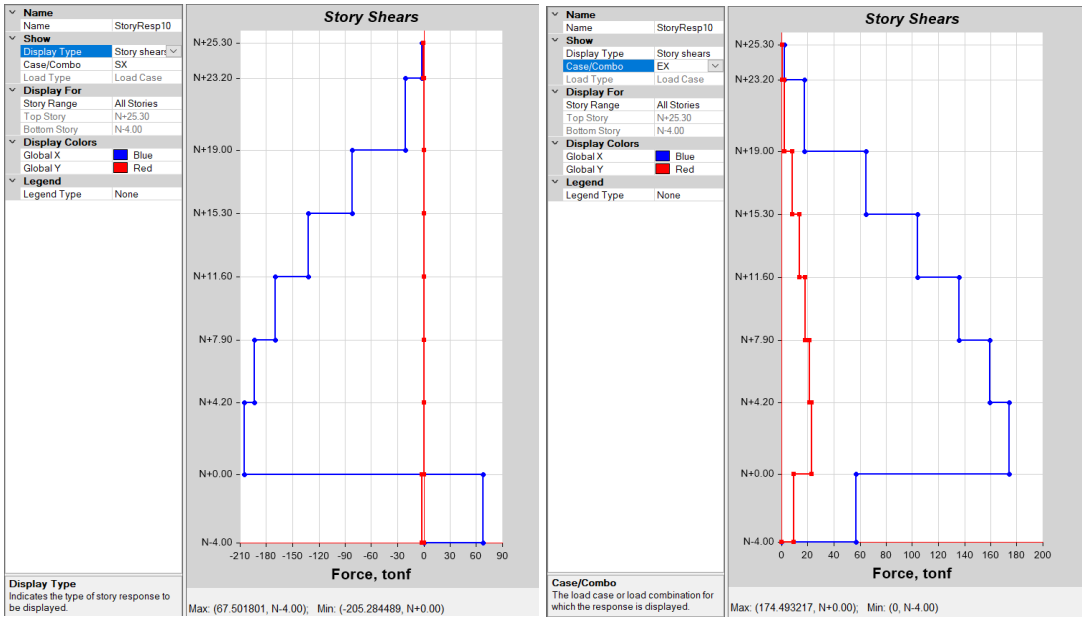
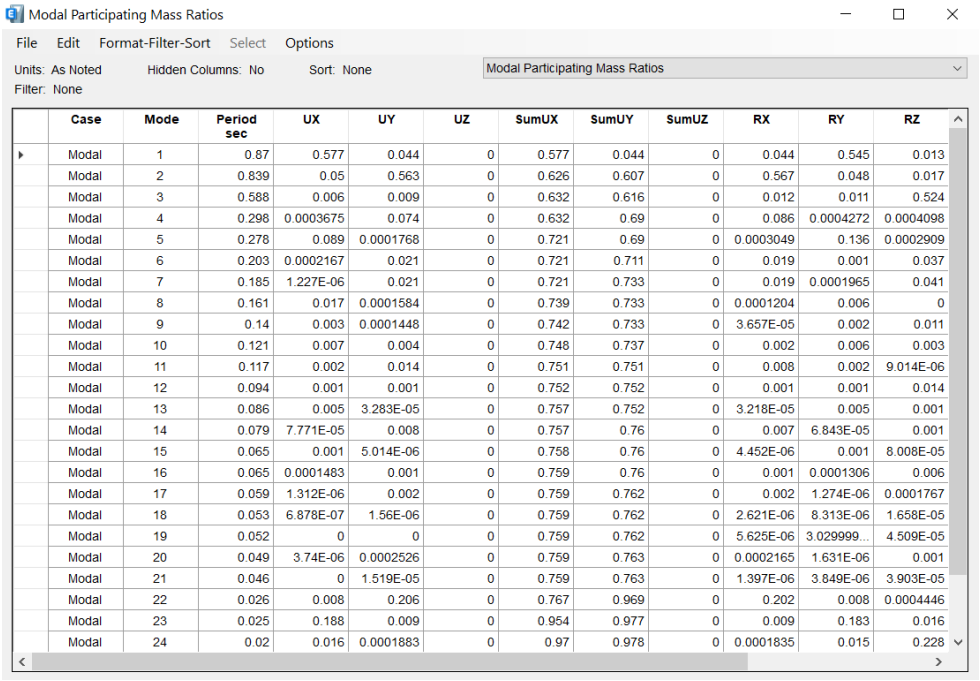


Figura 47. *Cortante basal estático y dinámico en sentido X*

Se ha verificado que los factores ingresados cumplen con la normativa establecida en la NEC 15 cumplimento el 85% del cortante basal estático en ambos sentidos de diseño

3.4.10 Participación modal y periodo fundamental

La Norma Ecuatoriana de la Construcción señala que se deben considerar en el análisis todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, también señala que se debe considerar en el análisis todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales.



Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0.87	0.577	0.044	0	0.577	0.044	0	0.044	0.545	0.013
Modal	2	0.839	0.05	0.563	0	0.626	0.607	0	0.567	0.048	0.017
Modal	3	0.588	0.006	0.009	0	0.632	0.616	0	0.012	0.011	0.524
Modal	4	0.298	0.0003675	0.074	0	0.632	0.69	0	0.086	0.0004272	0.0004098
Modal	5	0.278	0.089	0.0001768	0	0.721	0.69	0	0.0003049	0.136	0.0002909
Modal	6	0.203	0.0002167	0.021	0	0.721	0.711	0	0.019	0.001	0.037
Modal	7	0.185	1.227E-06	0.021	0	0.721	0.733	0	0.019	0.0001965	0.041
Modal	8	0.161	0.017	0.0001584	0	0.739	0.733	0	0.0001204	0.006	0
Modal	9	0.14	0.003	0.0001448	0	0.742	0.733	0	3.657E-05	0.002	0.011
Modal	10	0.121	0.007	0.004	0	0.748	0.737	0	0.002	0.006	0.003
Modal	11	0.117	0.002	0.014	0	0.751	0.751	0	0.008	0.002	9.014E-06
Modal	12	0.094	0.001	0.001	0	0.752	0.752	0	0.001	0.001	0.014
Modal	13	0.086	0.005	3.283E-05	0	0.757	0.752	0	3.218E-05	0.005	0.001
Modal	14	0.079	7.771E-05	0.008	0	0.757	0.76	0	0.007	6.843E-05	0.001
Modal	15	0.065	0.001	5.014E-06	0	0.758	0.76	0	4.452E-06	0.001	8.008E-05
Modal	16	0.065	0.0001483	0.001	0	0.759	0.76	0	0.001	0.0001306	0.006
Modal	17	0.059	1.312E-06	0.002	0	0.759	0.762	0	0.002	1.274E-06	0.0001767
Modal	18	0.053	6.878E-07	1.56E-06	0	0.759	0.762	0	2.621E-06	8.313E-06	1.658E-05
Modal	19	0.052	0	0	0	0.759	0.762	0	5.625E-06	3.029999...	4.509E-05
Modal	20	0.049	3.74E-06	0.0002526	0	0.759	0.763	0	0.0002165	1.631E-06	0.001
Modal	21	0.046	0	1.519E-05	0	0.759	0.763	0	1.397E-06	3.849E-06	3.903E-05
Modal	22	0.026	0.008	0.206	0	0.767	0.969	0	0.202	0.008	0.0004446
Modal	23	0.025	0.188	0.009	0	0.954	0.977	0	0.009	0.183	0.016
Modal	24	0.02	0.016	0.0001883	0	0.97	0.978	0	0.0001835	0.015	0.228

Figura 48. *Periodos de vibración y Participación Modal de la estructura ETBAS*

Se analizan los tres primeros modos de vibración de la estructura ya que en estos interviene la mayor cantidad de masa. Los dos primeros modos deben ser traslacionales y deben tener por lo menos un 90 % de la sumatoria de la masa de participación modal acumulada al tercer modo de vibrar. Mientras que el tercer modo de vibrar de la edificación debe ser rotacional y su rotación alrededor del eje Z debe tener un 50% de la masa de participación modal.

Tabla 4. *Participación Modal de la estructura y sus primeros modos de vibrar*

TABLE: Modal Participating Mass Ratios										
Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	PPM (%)		
		sec						X	Y	Z
Modal	1	0.87	0.577	0.044	0.577	0.044	0.013	**91.30**	7.14	1.30
Modal	2	0.839	0.05	0.563	0.626	0.607	0.017	7.91	**91.40**	1.70
Modal	3	0.588	0.006	0.009	0.632	0.616	0.524	0.95	1.46	**52.40**
.								CUMPLE > 90%		CUMPLE > 50%
.										
.										
Modal	24	0.02	0.015	0.00029	**0.97**	**0.978**	0.228			
					CUMPLE > 90%					

Periodo fundamental de la estructura 0.87 segundos

3.4.11. Deriva de piso

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo sobre peligrosidad sísmica NEC-SD-DS [45] señala que la deriva máxima permitida (Δ_M) no deber superior los límites de la deriva inelástica, en el caso de estructuras metálicas no debe ser mayor a 0,02 (2%). La deriva máxima se determina como:

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta(x, y)$$

Donde:

Δ_M es la deriva de piso máxima inelástica

R es el factor de reducción de respuesta espectral

$\Delta(x, y)$ Derivas de piso elástica en sentido X y Y obtenidas de la modelación de la estructura

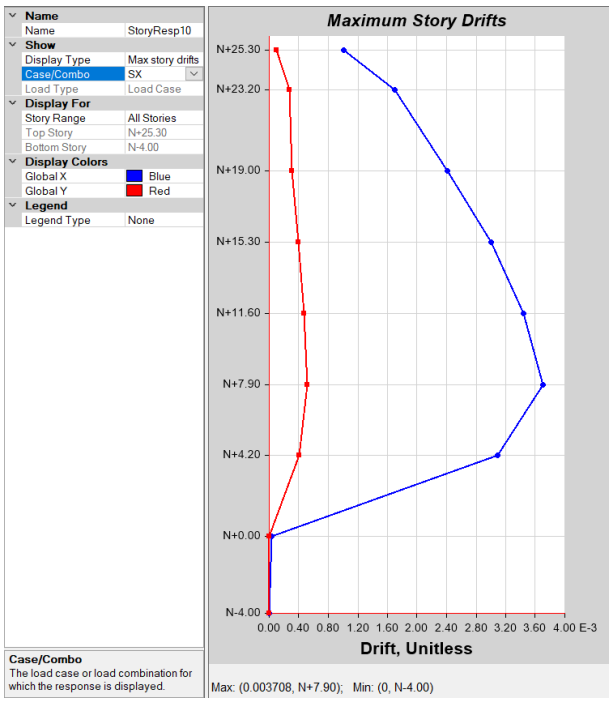


Figura 49. *Deriva máxima elástica sentido X*

Control de deriva de piso sentido X

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta(x)$$

$$\Delta_M = 0.75 \cdot 6 \cdot 0.003708$$

$$\Delta_M = 0.016686$$

$$1.67\ \% < 2.00\ \%$$

Cumple

Control de deriva de piso sentido Y

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta(x)$$

$$\Delta_M = 0.75 \cdot 6 \cdot 0.003482$$

$$\Delta_M = 0.015669$$

$$1.57\ \% < 2.00\ \%$$

Cumple

3.4.12. Control de deflexiones

Las deflexiones en las vigas de acero deben ser limitadas a ciertos valores, ya que deflexiones excesivas en la estructura pueden llegar a dañar el material de las vigas, así como las juntas soldadas; esto debido al pandeo. De igual forma la apariencia de la estructura se ve afectado por estas deflexiones excesivas, llegando a dar una falta de confianza de los ocupantes, aunque exista una completa seguridad desde el punto de vista de resistencia. [46] Se determinaron las deflexiones máximas permitidas de la estructura mediante la siguiente tabla.

Miembros	Condiciones de carga		
	L	D + L	S o W
Para miembros de piso	$\frac{L}{360}$	$\frac{L}{240}$	—
Para miembros de techo que soportan plafón de yeso*	$\frac{L}{360}$	$\frac{L}{240}$	$\frac{L}{360}$
Para miembros de techo que soportan plafones que no son de yeso*	$\frac{L}{240}$	$\frac{L}{180}$	$\frac{L}{240}$
Para miembros de techo que no soportan plafones*	$\frac{L}{180}$	$\frac{L}{120}$	$\frac{L}{180}$
*Todos los miembros de techo deberán investigarse en cuanto al encharcamiento.			

Figura 50. *Deflexiones máximas permitidas en vigas metálicas* [47]

3.4.13. Deflexión Viga Principal

Para la viga principal del eje 3 entre el eje F y G con una longitud de 5.30 metros ubicada en el nivel +0.00, se determinaron las siguientes deflexiones.

Control de deflexiones por carga viva

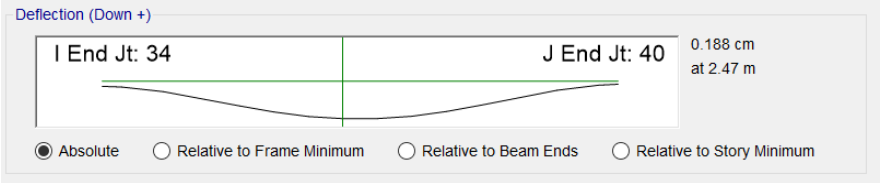


Figura 51. *Deflexión por carga viva en viga principal ETABS*

$$\Delta L = 0.188\ cm$$

$$\Delta_{max}L = \frac{530\ cm}{360}$$

$$\Delta_{max}L = 1.47\ cm$$

$$\Delta L \leq \Delta_{max}L$$

$$0.188\ cm \leq 1.47\ cm$$

Cumple

Control de deflexiones por carga total

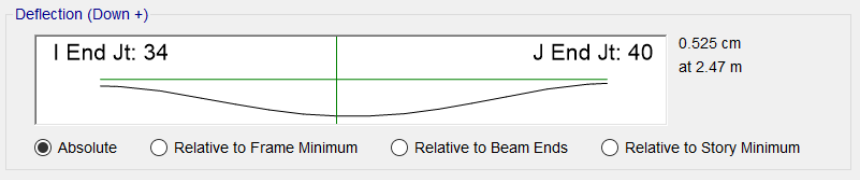


Figura 52. *Deflexión por carga de servicio en viga principal ETBAS*

$$\Delta T = 0.525\ cm$$

$$\Delta_{max}T = \frac{530\ cm}{240}$$

$$\Delta_{max}T = 2.20\ cm$$

$$\Delta T \leq \Delta_{max}T$$

$$0.525\ cm \leq 2.20\ cm$$

Cumple

3.4.14. Deflexión Viga secundaria

Para la viga secundaria se tomó la viga ubicada entre los ejes E - F y 2 - 3 la cual tiene una luz de 5.27 metros y un ancho cooperante de 1.20 metros, se determinaron las siguientes deflexiones.

Constructability and Serviceability Checks

	Actual	Allowable	Ratio
Shear Studs Distribution	8	15	0.533
Pre-composite Defl. (cm)	0.69	No Limit	N/A
Post-composite Defl. (cm)	0.732	2.196	0.333
Live Load Defl. (cm)	0.369	1.464	0.252
Total Defl. (cm)	**1.421**	**2.196**	**0.647**
Bottom Flange Stress (kgf/cm²)	1322.372	2531.051	0.522
Walking Acceleration ap/g	0.001039	0.005	0.208

Figura 53. *Deflexiones viga secundaria ETBAS*

Control de deflexiones por carga viva

$$\Delta L = 0.369\ cm \qquad \Delta_{max}L = 1.464\ cm$$

$$\Delta L \leq \Delta_{max}L$$

$$0.369\ cm \leq 1.464\ cm$$

Cumple

Control de deflexiones por carga total

$$\Delta T = 1.421\ cm \qquad \Delta_{max}T = 2.196\ cm$$

$$\Delta T \leq \Delta_{max} T$$

$$1.421\ cm \leq 2.196\ cm$$

Cumple

3.4.15. Control de aceleraciones de entrepiso

Para un control adecuado de las aceleraciones producidas en el entrepiso de las estructuras y una aceptabilidad de los ocupantes de un sistema de piso propuesto. Se requieren el cálculo de la primera frecuencia natural del sistema de piso y la amplitud, velocidad o aceleración máxima para una excitación de referencia. En algunos casos también se requiere una estimación de la amortiguación en el sistema de piso. Luego se utiliza una escala de perceptibilidad humana para determinar si el sistema de piso cumple con los requisitos de capacidad de servicio.[48] A continuación, se presenta la tabla con la aceptabilidad de aceleraciones en porcentaje de la gravedad.

Table 5-1. Recommended Tolerance Acceleration Limits for Rhythmic Activities in Buildings

Affected Occupancy	Tolerance Acceleration Limit, a_o, %g
Office or residential	0.5
Dining	1.5–2.5
Weightlifting	1.5–2.5
Rhythmic activity only	4–7

Note: The information in this table is taken from AISC Design Guide 11, Table 5-1.

Figura 54. *Límite de aceleraciones recomendadas para entrepiso.* [49]

Aceleraciones de entrepiso obtenidas en ETABS

Constructability and Serviceability Checks

	Actual	Allowable	Ratio
Shear Studs Distribution	8	15	0.533
Pre-composite Defl. (cm)	0.69	No Limit	N/A
Post-composite Defl. (cm)	0.609	2.196	0.277
Live Load Defl. (cm)	0.246	1.464	0.168
Total Defl. (cm)	**1.298**	**2.196**	**0.591**
Bottom Flange Stress (kgf/cm²)	1174.269	2531.051	0.464
Walking Acceleration ap/g	0.001057	0.005	0.211

Figura 55. *Revisión de serviciabilidad viga secundaria de entrepiso ETABS*

$$\%g = 0.001057$$

$$0.001057 < 0.05$$

Cumple

CAPITULO IV
RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Verificación radios de demanda

Los valores de la relación demanda/capacidad, muestran la aceptabilidad de un miembro hacia las condiciones de carga a la cual va a ser solicitado. Mediante la utilización del programa Etabs se comprueban que la relación demanda/capacidad no presenten un valor superior a 1.

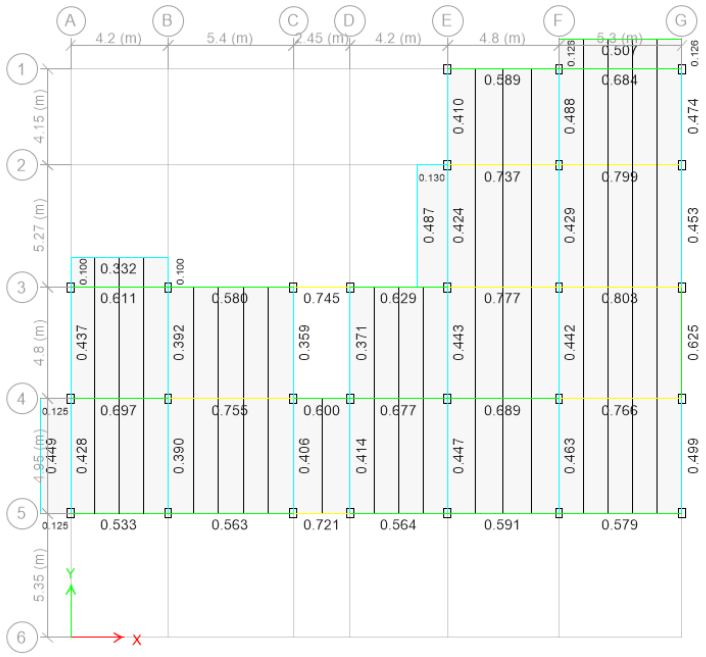


Figura 56. *Radios demanda/capacidad vigas N+4.20m*

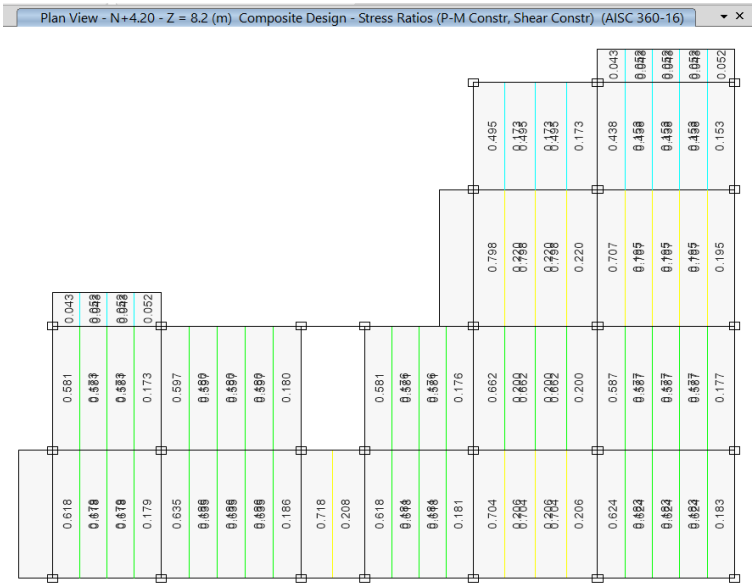


Figura 57. *Radios demanda/capacidad vigas secundarias*

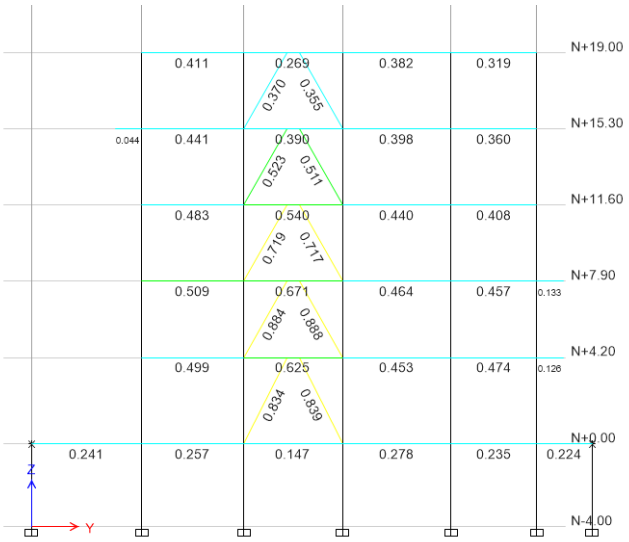


Figura 58. *Radios demanda/capacidad pórtico G con diagonales excéntricas*

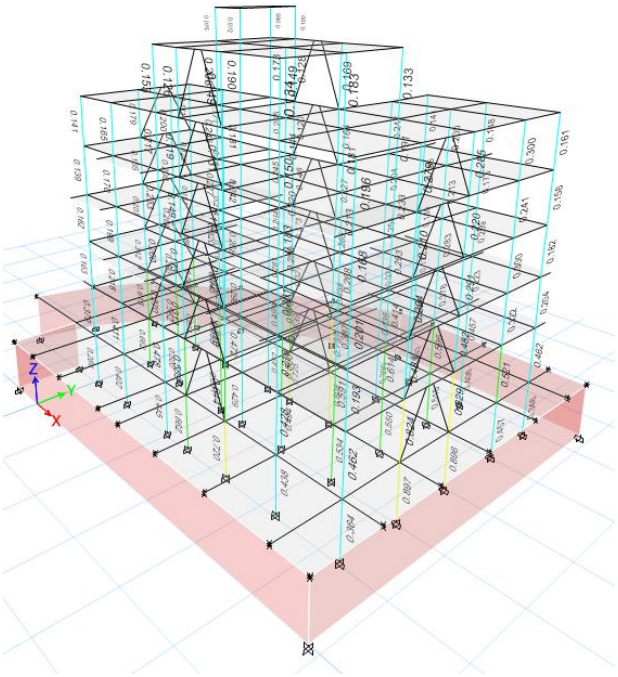


Figura 59. *Radios demanda/capacidad columnas compuestas*

4.2. Criterio columna fuerte – viga débil

De acuerdo al código AISC 341-16 [7] para pórticos especiales resistentes a momentos la conexión viga-columna debe satisfacer la siguiente relación.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1.0$$

Donde:

$\sum M_{pc}$ es la sumatoria de los momentos nominales producidos en la columna

$\sum M_{pb}$ es la sumatoria de los momentos nominales producidos en la viga

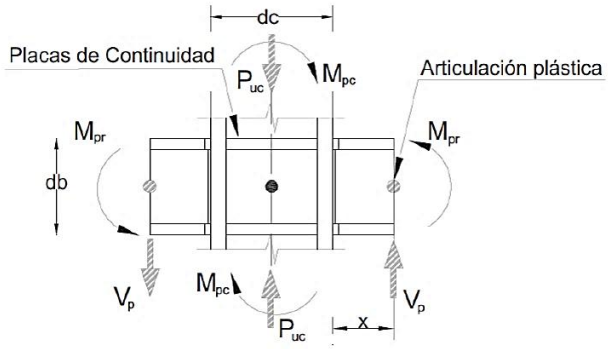


Figura 60. Nudo de unión viga-columna [29]

Tabla 5*. Diseño Columna Fuerte – Viga Débil según AISC 341-16*

CRITERIO COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL			
DESCRIPCIÓN			**UNIDAD**
Ubicación rótula plástica	Sh	16	cm
Longitud entre rótulas plásticas	Lh1	498.00	cm
	Lh2	448.00	cm
Módulo de sección plástico de la viga	Zb1	754.60	cm^3
	Zb2	754.60	cm^3
Momentos máximos probables en las vigas	Mpr1	34.91	Tn-m
	Mpr2	34.94	Tn-m
Momento adicional debido a la amplificación del corte en la rótula plástica	Mv1	1.56	Tn-m
	Mv2	1.35	Tn-m
Momentos probables en las columnas	Mpc1	50.58	Tn-m
	Mpc2	50.17	Tn-m
Sumatoria momentos plásticos nominales columna	ΣM_{pc}	100.74	Tn-m
Sumatoria momentos plásticos nominales viga	ΣM_{pb}	71.69	Tn-m
Relación columna fuerte - viga débil	$\boldsymbol{\Sigma M_{pc}/\Sigma M_{pb}}$	**1.388**	**≥ 1**

4.3. Diseño elementos estructurales

4.3.1. Diseño viga principal a flexión y corte

El código ANSI/AISC 360-16 [28] en su capítulo en tu capitulo F proporciona la capacidad resistente a momento de una elemento sometido a esfuerzos de flexión. El momento nominal resistente viene dado por el momento plástico de la sección.

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y$$

Donde

Z_x es el módulo de sección plástico

F_y es el esfuerzo de fluencia del acero

Esto cumple siempre y cuando la longitud lateral de arriostramiento L_b sea menos a la longitud máxima L_p para evitar así el pandeo lateral torsional.

$$L_b \leq L_p = 1.76\ r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde

r_y es el radio de giro de la sección con respecto al eje Y

E es el modulo de elasticidad del acero

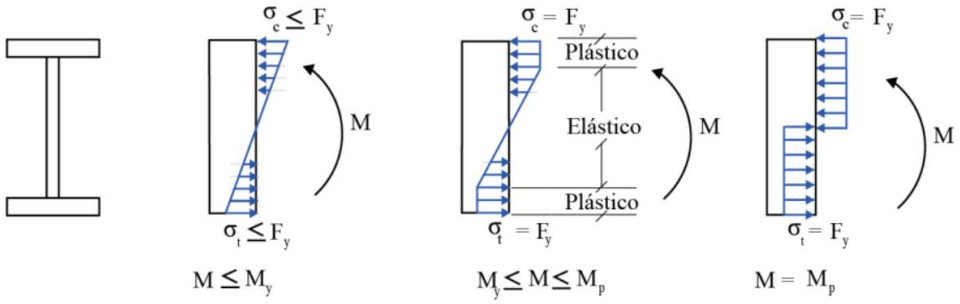


***Figura 61**. Momento Plástico de la una viga de sección tipo I* [50]

***Tabla 6.** Relación ancho-espesor elementos sometidos a flexión*

RELACIÓN ANCHO-ESPESOR ELEMENTOS A FLEXIÓN AISC 360-10			
Coeficientes limites relación ancho-espesor	Ala	λp	10.784
	Alma	λp	106.705
Relación ancho-espesor sección viga	bf / 2 tf	5.714	**SISMICAMENTE COMPACTO**
	h / tw	25.20	**SISMICAMENTE COMPACTO**

***Tabla 7.** Diseño viga principal a flexión y cortante según AISC 360-16*

DISEÑO VIGA PRINICPAL TIPO I			
DESCRIPCION			**UNIDAD**
Área de la sección	Ag	70.00	cm^2
Inercia de sección	Ix	9265.57	cm^4
Radio de giro en Y	ry	3.70	cm
Modulo se sección plástico	Zx	754.60	cm^3
Distancia no arriostrada	Lp	184.76	cm
Distancia apoyos laterales	Lb	175	cm

Momento plástico	Mp	19.104	Tn-m
Momento nominal	Øb Mn	17.194	Tn-m
Momento último ETABS	Mu	13.78	Tn-m
CHEQUEO	$\emptyset_b M_n \geq M_u$	**0.801**	**≤ 1**
Cortante Nominal	Øc Vn	38.28	Tn
Cortante Ultimo	Vu	10.85	Tn
CHEQUEO	$\emptyset_c V_n \geq V_u$	**0.283**	**≤ 1**

4.3.2 Diseño columna a fleo-compresión

En la sección H1. De la norma AISC 360-16 [28] para diseño de miembros de doble simetría sujetos a fuerza axial y flexión combinadas se debe cumplir la siguiente expresión.

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy}\right) \leq 1.0$$

Donde

Pr es la fuerza axial solicitada

Pc es la fuerza axial resistente del elemento

Mrx, y es el momento flexionante solicitado

Mcx, y es el momento flexionante resistente del elemento

Tabla 8. *Relación ancho-espesor elementos sometidos a compresión*

RELACIÓN ANCHO-ESPESOR ELEMENTOS A COMPRESIÓN AISC 360-10			
Coeficientes limites relación ancho-espesor	Espesor	λp	64.136
Relación ancho-espesor sección viga	h / t	25.27	**SISMICAMENTE COMPACTO**

Tabla 9. *Diseño columna compuesta a flexo-compresión biaxial según AISC 360-16*

DISEÑO COLUMNA COMPUESTA			
DESCRIPCION			**UNIDAD**
Ancho total de la sección	b	30	cm
Alto total de la sección	h	40	cm
Área total de la sección	Ag	1200	cm²
Espesor placa de acero	t	1.1	cm
Ancho sección hormigón	bc	27.8	cm
Alto sección hormigón	hc	37.8	cm
Área de la sección de hormigón	Ac	1050.84	cm²
Inercia de sección de hormigón	Ic	125123.52	cm⁴
Área sección acero	As	149.16	cm²

Inercia de sección de acero	Is	34876.48	cm^4
Modulo se sección plástico acero	Zx	2069.56	cm^3
	Zy	1696.66	cm^3
Coeficiente forma AISC	C2	0.85	s.u.
Coeficiente AISC	C3	0.823	≤ 0.9
Rigidez efectiva sección compuesta	Eiff	94238879858.27	kg-cm^2
Factor longitud efectiva AISC 360	k	1.20	s.u.
Longitud de entrepiso	L	3.70	m
Carga critica de pandeo elástico	Pe	4718065.01	kg
Resistencia a la compresión	Pno	591994.36	kg
Resistencia nominal a compresión	Øc Pn	421.28	Tn
Momento plástico	Mpx	52.39	Tn-m
	Mpy	42.95	Tn-m
Momento nominal	Øb Mnx	47.15	Tn-m
	Øb Mnx	42.44	Tn-m
Coeficiente AISC	Csr	1.50	s.u.
Coeficiente AISC	Cm	1.01	s.u.
Coeficiente AISC	Cp	0.14	s.u.
Carga Axial última ETABS	Pu	260.00	Tn
Momento último ETABS	Mux	9.20	Tn-m
	Muy	5.30	Tn-m
CHEQUEO	$\frac{Pu}{\emptyset c\ Pn} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mu}{\emptyset b\ Mn}\right)$	**0.902**	**≤ 1**

4.4. Diseño conexión a momento

Para el diseño de la conexión a momento entre la viga principal y la columna rellena de hormigón se ha tomado en cuenta las especiaciones del "Composite Special Moment Frame" [51]. Para este tipo de conexiones se utilizan comúnmente tres tipos de diafragmas internos, externos y pasantes, para este caso se tomó un diafragma externo. Los diafragmas se sueldan alrededor de todo el perímetro de la columna utilizando soldaduras CJP o soldaduras de filete. El espesor de las placas del diafragma suele ser igual al espesor de las alas de la viga. La resistencia al corte de las conexiones que utilizan un diafragma se proporciona principalmente mediante las paredes de los tubos de acero y la formulación de un puntal de compresión de hormigón diagonal en la zona del panel.

Tabla 10. *Diseño placa conexión alma de la viga según AISC 358-16*

CONEXCION A MOMENTO VIGA-COLUMNA			
DESCRIPCIÓN			**UNIDAD**
Diseño placa a corte en el alma			
Espesor de la placa adoptado	tp	10	mm
Altura de la placa	dp	20	cm
Número de pernos	Nb	3	u
Diámetro del perno	db	3/4	pulg
		19.05	mm
Área del perno	Ab	2.85	cm²
Diámetro del agujero	dh	21.05	mm
Desgarramiento del alma de la viga	$\emptyset R_n = \emptyset\ 1.2\ l_c\ t_w\ F_u$	14.529	Tn
Aplastamiento del agujero de la viga	$\emptyset R_n = \emptyset\ 2.4\ d_b\ t_w\ F_u$	11.19	Tn
Resistencia por fractura a cortante em la viga	$\emptyset R_n = \emptyset\ 0.6\ A_{nv}\ F_u$	32.72	Tn
Desgarramiento de la placa	$\emptyset R_n = \emptyset\ 1.2\ l_c\ t_p\ F_u$	18.16	Tn
Aplastamiento del agujero de la placa	$\emptyset R_n = \emptyset\ 2.4\ d_b\ t_p\ F_u$	13.99	Tn
Resistencia por fractura a cortante de la placa	$\emptyset R_n = \emptyset\ 0.6\ A_{gv}\ F_u$	26.22	Tn
Cortante en la sección del perno	$\emptyset R_n = \emptyset\ A_b\ F_{nv}$	24.35	Tn
Resistencia a cortante mínimo	**Ø Rn min**	**11.19**	**Tn**
Cortante ultimo ETABS	**Vu**	**10.85**	**Tn**
CHEQUEO	$\emptyset R_n \geq V_u$	**OK**	
Diseño Soldadura a cortante en la placa			
Resistencia a la tensión del electrodo E-70XX	Sut	70	ksi
		4922.68	kg/cm²
Longitud de la soldadura	L	40	cm
Fuerza cortante actuante sobre la soldadura	Wu	271.25	kg/cm
Tamaño de soldadura requerido	tr	3.46	mm
Tamaño de soldadura adoptado	**t**	**5**	**mm**
Resistencia a cortante del material base	$\emptyset R_n = \emptyset\ A_{BM}\ F_{nBM}$	22.78	Tn
Resistencia a cortante del material de aporte	$\emptyset R_n = \emptyset\ A_{we}\ F_{nw}$	15.66	Tn
Resistencia a cortante mínimo	**Ø Rn min**	**15.66**	**Tn**
CHEQUEO	$\emptyset R_n \geq V_u$	**OK**	

Las conexiones rígidas a momento deben diseñarse para resistir las fuerzas transferidas desde los elementos conectados con una rotación despreciable. La figura 61 muestras las fuerzas internas del pórtico sometido a cargas laterales, *Cf* y *Tf* son fuerzas de compresión y tracción en las alas de la viga, *Mc* y *Vc* son el momento y la fuerza de corte aplicadas a la columna y *Vb* es la fuerza de corte en la viga. [51]

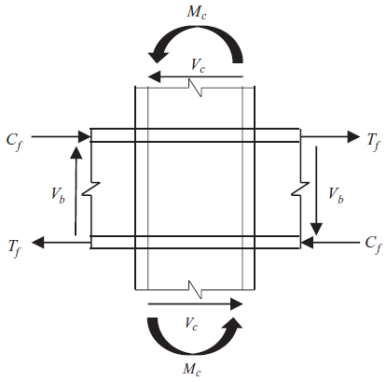


Figura 62. *Bloques de falla por cortante en el ala de la viga* [51]

Para el diseño de las placas que van conectadas a las alas de la viga se debe tomar en cuenta el bloque de falla que se produce debido a los agujeros de los pernos tanto en la placa de conexión como en las alas de la viga. La capacidad de corte del bloque de falla no es más que una combinación de fractura en el plano de tensión y corte.

Tabla 11. *Diseño placa conexión alas de la viga*

Diseño placa a momento en el ala			
Momento último ETABS	Mu	13.78	Tn-m
Fuerza axial ultima producida por le momento	Tu	51.80	Tn
Diámetro del perno	db	3/4	pulg
		19.05	mm
Área del perno	Ab	2.85	cm²
Diámetro del agujero	dh	21.05	mm
Ancho de la placa asumido	bp	**20**	cm
Espesor de la placa	**tp**	**15.74**	**mm**
		16	**mm**
Desgarramiento del ala de la viga	$\emptyset R_n = \emptyset\ 1.2\ l_c\ t_f\ F_u$	17.72	Tn
Aplastamiento del agujero de la viga	$\emptyset R_n = \emptyset\ 2.4\ d_b\ t_f\ F_u$	19.58	Tn
Desgarramiento de la placa	$\emptyset R_n = \emptyset\ 1.2\ l_{c2}\ t_p\ F_u$	29.06	Tn
Aplastamiento del agujero de la placa	$\emptyset R_n = \emptyset\ 2.4\ d_b\ t_p\ F_u$	22.38	Tn
Cortante en la sección del perno	$\emptyset R_n = \emptyset\ A_b\ F_{nv}$	8.12	Tn
Resistencia a cortante mínimo conexión	**Ø Rn min**	**8.12**	**Tn**
Numero de pernos	**Nb**	**6.382**	**u**
		8	**u**
Resistencia bloque de cortante en la viga $\emptyset R_n = \emptyset\ (0.6\ A_{nv}\ F_u + U_{bs}\ A_{n\,t} F_u)$	**CASO 1**	107.30	Tn
	CASO 2	119.42	Tn

Resistencia bloque de cortante en la viga $\emptyset R_n = \emptyset\ (0.6\ A_{nv}\ F_u + U_{bs}\ A_{n\,t} F_u)$	**CASO 1**	134.37	Tn
	CASO 2	106.88	Tn
Resistencia por fractura por tensión en el ala	$\emptyset R_n = \emptyset\ M_n / h_o$	67.30	Tn
Resistencia por fractura por tensión de la placa	$\emptyset R_n = \emptyset\ A_{ep}\ F_u$	77.28	Tn
Cortante en la sección del perno	$\emptyset R_n = \emptyset\ A_b\ F_{nv}$	64.94	Tn
Resistencia a cortante mínimo	**Ø Rn min**	**64.94**	**Tn**
CHEQUEO	$\emptyset R_n \geq T_u$	**OK**	

Para el diseño de la conexión entre perfiles rellenos de hormigón y la viga metálica se escogió un diafragma externo tipo 1 indicado en la siguiente tabla.

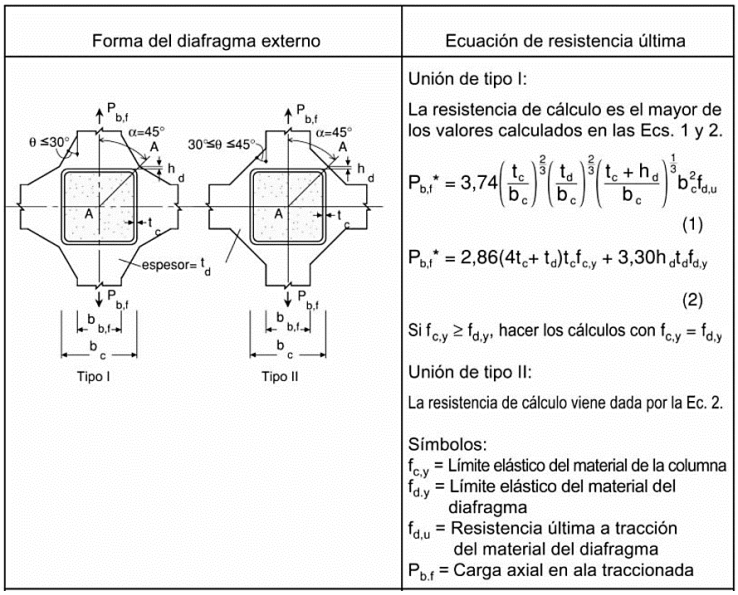


Figura 63. *Ecuaciones de resistencia ultima para para uniones con diafragmas externos a columnas rellenas de hormigón.* [52]

Tabla 12. *Diseño diafragma externo columna compuesta*

Diseño diafragma externo			
Ancho del diafragma externo	bc	30	cm
Ancho entre la columna y el extremo del diafragma	hd	5	cm
Espesor de la placa del diafragma	td	1.6	cm
Espesor de la placa de la columna compuesta	tc	1.1	cm
Carga resistente del diafragma	P bf	126.25	Tn
		114.62	Tn
Resistencia a tensión mínimo	**Pbf min**	**114.62**	**Tn**
CHEQUEO	$P_{bf} \geq T_u$	**OK**	

Diseño Soldadura a momento en la placa			
Resistencia a la fluencia del electrodo E-70XX	Sy	57	ksi
		4008.468	kg/cm²
Espesor de suelda adoptado	**t**	**12**	**mm**
Ancho de la suelda	b	30	cm
Esfuerzo total equivalente	**τ**	**1745.08**	**kg/cm²**
Esfuerzo de fluencia del material de aporte	**τ permisible**	**2645.59**	**kg/cm²**
Factor de seguridad de la soldadura	**n**	**1.52**	**≥ 1.50**

Determinado las dimensiones y espesores de las placas a utilizas en la conexión a momento se procedió a realizar un modelado mediante elementos finitos de la conexión en Idea Statica para determinar los esfuerzos a los que estas sometidos los cordones de soldadura y las placas de conexión

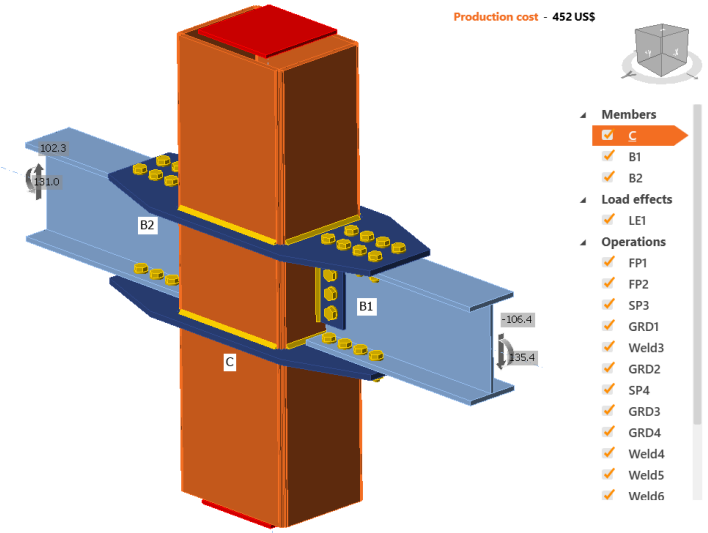


Figura 64. *Modelado conexión BFP a momento IDEA STATICA*

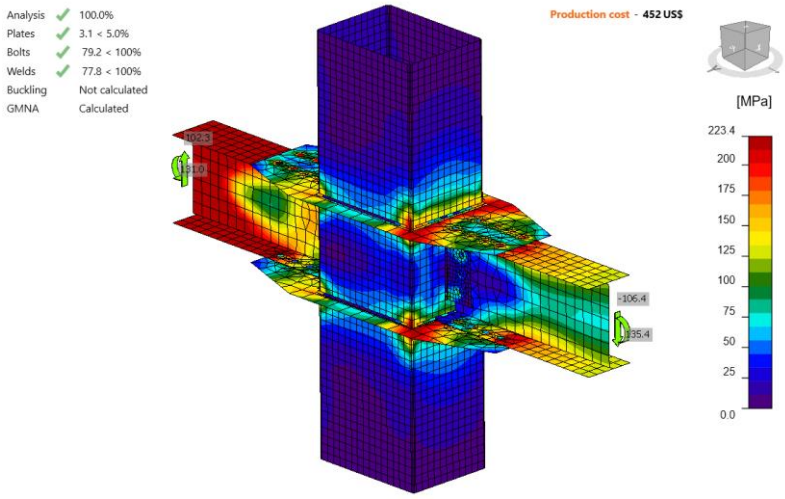


Figura 65. *Esfuerzos producidos en la conexión viga-columna IDEA STATICA*

4.5. Diseño pórtico arriostrado excéntrico EBF

4.5.1. Diseño de la viga de enlace "link"

La viga tipo "link" ha sido diseñada como un enlace corte por lo que su deformación plástica estará delimitada por la fuerza cortante. Como se puede observar en el diagrama la fuerza cortante que está resistiendo es de 42.81 Tn. De igual forma presenta un diagrama de momentos muy similar a lo expuesto anteriormente donde en enlace tiene un momento flector máximo de 12.85 Tn − m y como se tenia previsto su comportamiento la viga fura del enlace tiene esfuerzos axiales debido a la carga mientras que en el enlace esta fuerza axial desaparece.

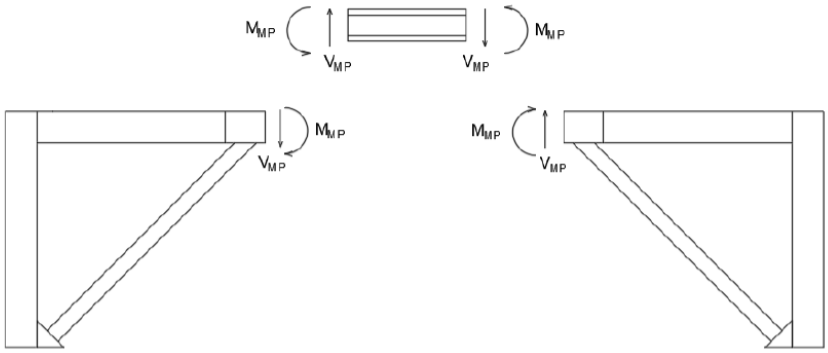


Figura 66. *Fuerzas producidas debido a la fluencia del elemento enlace.* [36]

4.5.2. Capacidad a Corte del enlace

La norma AISC 341-16 en su capítulo F3 en el apartado 5b. nos indica que la resistencia a corte diseñada para la viga de enlace debe ser menor al valor obtenido por $\emptyset_v\, V_n$

$$\emptyset_v\, V_n = V_p$$

$$Vp = 0.6\, F_y\, (d - 2t_f) t_w \quad si \quad \alpha_s \frac{P_u}{P_y} \leq 0.15$$

$$Vp = 0.6\, F_y\, (d - 2t_f) t_w \sqrt{1 - \left(\alpha_s \frac{P_u}{P_y} \right)^2} \quad si \quad \alpha_s \frac{P_u}{P_y} > 0.15$$

Donde

$P_y = F_y \cdot A_g$

$\alpha_s = 1\ (L.R.F.D)$

$\emptyset_v = \mathbf{0.9}$

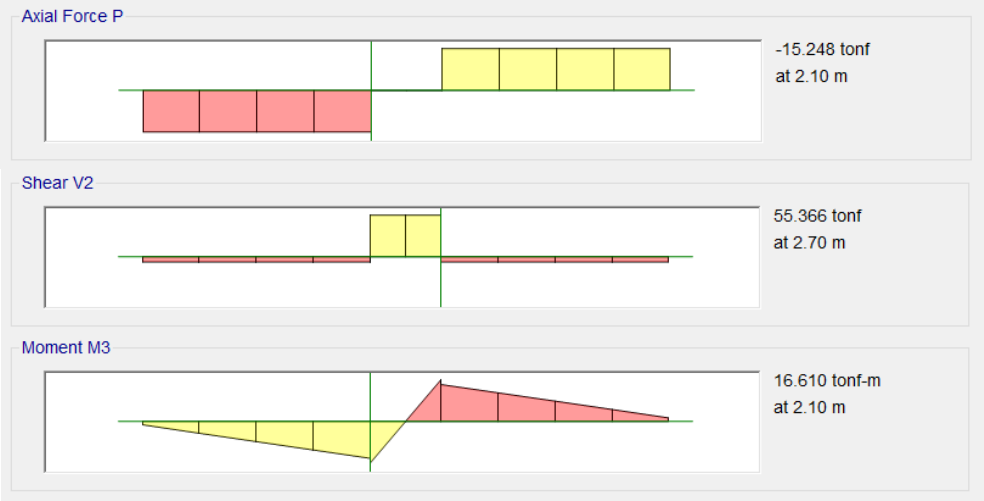


Figura 67. *Diagrama de cortante, momento y fuerza axial en la viga de enlace*

Tabla 13. *Relación ancho-espesor elementos sometidos a corte*

RELACIÓN ANCHO-ESPESOR ELEMENTOS A CORTANTE AISC 360-10			
Coeficientes limites relación ancho-espesor	Ala	λp	8.514
	Alma	λp	88.140
Relación ancho-espesor sección del enlace	bf / 2 tf	5.313	**SISMICAMENTE COMPACTO**
	h / tw	20.571	**SISMICAMENTE COMPACTO**

Tabla 14. *Diseño viga de enlace según AISC 341-16*

DISENO DE LA VIGA DE ENLACE "LINK"			
DESCRIPCION			**UNIDAD**
Módulo de elasticidad	E	2038902.13	kg/cm²
Tipo de acero	A	36	ksi
Altura de la sección	d	32	cm
Ancho de la sección	bf	17	cm
Espesor del ala	tf	1.6	cm
Alto del alma	h	28.8	cm
Espesor del alma	tw	1.4	cm
Fuerza Axial ETBAS	Pu	15.25	Tn
Longitud del enlace	e	60	cm
Radio del esfuerzo de fluencia	Ry	1.5	s.u.
Esfuerzo de fluencia	Fy	2531.7	kg/cm²
Módulo se sección plástica	Zx	1117.17	cm³
Área de la sección	Ag	94.72	cm²
Coeficiente AISC	Ca	0.007	s.u.
Fuerza axial resistente	Py	239.80	Tn
Relación Fuerza axial en el enlace	$P_u < 0.15P_y$	**OK**	
		SE DESPRECIA EL EFECTO DE LA FUERZA AXIAL EN EL ENLACE	
Fuerza cortante en el enlace			

Área resistente a corte	Aw	44.80	cm²
Cortante plástico	Vp	68.05	Tn
Momento plástico	Mp	28.28	Tn-m
Cortante Nominal	∅ Vp	61.25	Tn
Cortante Último	Vu	55.37	Tn
Relación demanda-capacidad		**0.904**	**≤ 1**
CHEQUEO	$\emptyset V_p \geq V_u$	**OK**	
Rotación en el enlace	$\frac{V_p \cdot e}{M_p}$	1.44	**≤ 1.6**
		Fluencia por cortante	
Luz total de la viga	L	4.8	m
Altura de entrepiso	h	3.7	m
Desplazamiento del piso SY	Δp	1.288	cm
Ángulo de rotación del enlace	θp	0.0035	rad
	Yp	**0.0279**	rad
CHEQUEO	$\gamma_p \leq 0.08$	**OK**	

Los rigidizadores para enlaces cortos se determinan de la siguiente manera

- Para $\gamma_p = 0.08\, rad \rightarrow s \leq 30\, t_w - d/5$
- Para $\gamma_p = 0.02\, rad \rightarrow s \leq 52\, t_w - d/5$
- Para $0.02\, rad < \gamma_p < 0.08\, rad \rightarrow Interpolar$

Donde

s es la separación entre rigidizadores intermedios

t_w es el espesor del alma de la viga de enlace

d es el peralte de la viga de enlace

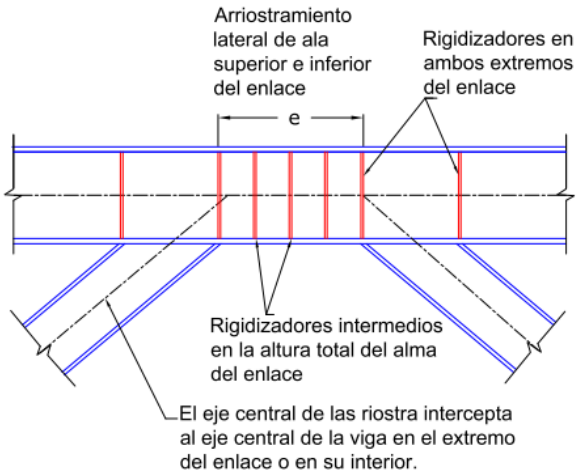


Figura 68. *Rigidizadores extremos e intermedios en el enlace.* [3]

Tabla 15. *Diseño de arriostramientos extremos e intermedios del enlace*

Arriostramiento lateral del enlace			
Distancia centro a centro del ala	ho	30.40	cm
Fuerza resistente del arriostramiento	Rn	8.373	Tn
Rigidizadores en los extremos del enlace			
Acho mínimo del rigidizador	wmin	7.1	cm
	w	**7.1**	cm
Espesor del rigidizador	tmin	10.5	mm
	t	**14**	mm
Rigidizadores intermedios en el enlace			
Separación máxima	smax	62	cm
Separación asumida	s	**20**	cm
Espesor del rigidizador	tmin	14	mm
	t	**14**	mm
Acho mínimo del rigidizador	wmin	7.1	cm
	w	**7.1**	cm
Diseño de la soldadura del rigidizador al alma del enlace			
Área del rigidizador	Ast	9.94	cm²
Tamaño mínimo de la soldadura	tmin	2.789	mm
Tamaño de soldadura adoptado	**t**	**6**	**mm**
Diseño de la soldadura del rigidizador al ala del enlace			
Tamaño mínimo de la soldadura	tmin	2.263	mm
Tamaño de soldadura adoptado	**t**	**6**	**mm**

4.5.3. Diseño de la viga fuera del enlace

En el apartado 15.6b de la norma AISC 341-16 [28] nos indica que la viga fuera del enlace debe ser capaz de soportar la combinación de las fuerzas gravitacionales producidas por el sistema más la fuerza generada por 1.1 veces la fuerza cortante esperada por el enlace $(R_y\ V_n)$.

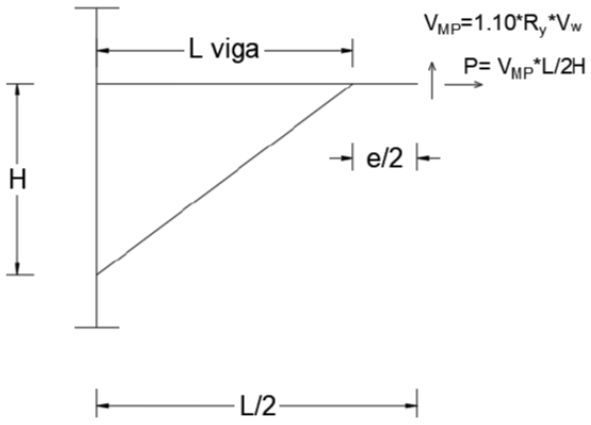


Figura 69. *Diagrama de cuerpo libre viga fuera del enlace. [36]*

Tabla 16. *Diseño de la viga fuera del enlace según AISC341-16*

DISENO DE LA VIGA FUERA DEL ENLACE			
DESCRIPCION			**UNIDAD**
Altura de la sección	d	32	cm
Ancho de la sección	bf	17	cm
Espesor del ala	tf	1.6	cm
Alto del alma	h	28.8	cm
Espesor del alma	tw	1.4	cm
Longitud del enlace	e	60	cm
Radio del esfuerzo de fluencia	Ry	1.5	s.u.
Esfuerzo de fluencia	Fy	2531.70	kg/cm²
Área de la sección	Ag	94.72	cm²
Inercia de la viga	Ix	15367.10	cm⁴
Radio de giro	rx	12.74	cm
Módulo se sección plástico	Zx	1117.18	cm³
Cortante plástico	Vp	68.05	Tn
Luz total de la viga	L	4.8	m
Altura de entrepiso	h	3.7	m
Ancho de la columna	bc	40	cm
Inercia de la viga fuera del enlace	Ibol	15367.10	cm⁴
Inercia de la diagonal	Ibr	1838.67	cm⁴
Longitud viga fuera del enlace	Lbol	2.10	m
Longitud diagonal	Lbr	4.25	m
Porcentaje del momento que absorbe la viga fuera del enlace	$\frac{I_{bol}/L_{bol}}{I_{bol}/L_{bol}+I_{br}/L_{br}}$	94.42	%
Momento ultimo ETABS	Mu	12.85	Tn-m
Longitud no arriostrada	Lb	1.9	m
Fuerza axial efectiva	PeI	8566054.50	kg
Coeficiente AISC 360	B1	1.001	s.u.
Esfuerzo de pandeo elástico	Fe	90435.54	kg/cm²
Esfuerzo critico	Fcr	2502.17	kg/cm²
Fuerza Axial Última ETABS	Pu	10.47	Tn
Momento Último de la viga fuera del enlace	Mu	12.148	Tn-m
Resistencia nominal a compresión	Øc Pn	213.31	Tn
Resistencia nominal a flexión	Øb Mn	25.46	Tn-m
CHEQUEO	$\frac{Pu}{\emptyset c\ Pn}+\frac{8}{9}\left(\frac{Mu}{\emptyset b\ Mn}\right)$	**0.473**	**≤ 1**

4.5.4. Diseño de la diagonal

En la sección H1. De la norma AISC 360-16 [28] para diseño de miembros de doble simetría sujetos a fuerza axial y flexión combinadas se debe cumplir la siguiente expresión.

$$\frac{Pr}{Pc}+\frac{8}{9}\left(\frac{Mrx}{Mcx}+\frac{Mry}{Mcy}\right)\leq 1.0$$

Donde

Pr es la fuerza axial solicitada

Pc es la fuerza axial resistente del elemento

Mrx, y es el momento flexionante solicitado

Mcx, y es el momento flexionante resistente del elemento

Tabla 17. *Relación ancho-espesor elementos sometidos a compresión*

RELACIÓN ANCHO-ESPESOR ELEMENTOS A COMPRESIÓN AISC 360-10			
Coeficientes limites relación ancho-espesor	Espesor	λp	39.730
Relación ancho-espesor sección viga	h / t	14.00	**SISMICAMENTE COMPACTO**

Tabla 18. *Diseño de la diagonal a flexo-compresión según AISC 360-16*

DISENO DE LA DIAGONAL			
DESCRIPCION			**UNIDAD**
Ancho total de la sección	b	16	cm
Alto total de la sección	h	16	cm
Espesor placa de acero	t	1.0	cm
Longitud del enlace	e	60	cm
Radio del esfuerzo de fluencia	Ry	1.5	s.u.
Luz de la viga fuera del enlace	L	1.9	m
Altura de entrepiso	h	3.7	m
Longitud no arriostrada	Lb	4.16	m
Área total de la sección	Ag	60.00	cm²
Inercia de la sección	Ix	2260.00	cm
Radio de giro	rx	6.14	cm
Módulo se sección plástico	Zx	338.00	cm³
Esfuerzo de pandeo elástico	Fe	4381.34	kg/cm²
Esfuerzo critico	Fcr	1987.80	kg/cm²
Fuerza Axial Última	Pu	72.80	Tn
Momento Último	Mu	1.69	Tn-m
Resistencia nominal a compresión	Øc Pn	107.34	Tn
Resistencia nominal a flexión	Øb Mn	7.70	Tn-m
CHEQUEO	$\frac{Pu}{\emptyset c\ Pn}+\frac{8}{9}\left(\frac{Mu}{\emptyset b\ Mn}\right)$	**0.873**	**≤ 1**

4.5.5. Diseño de la conexión diagonal-viga link

En la Tabla K5.1 del código AISC 360-16 [28] se proporciona las propiedades de la soldadura para conexiones a momento tipo diagonal con perfiles rectangulares

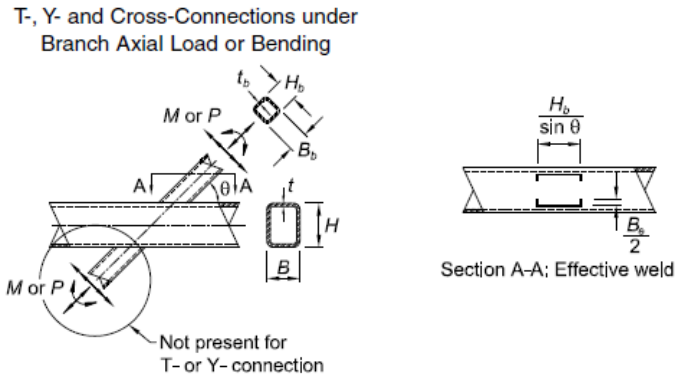


Figura 70. *Área efectiva de la soldadura para perfiles tubulares en diagonal.* [28]

Longitud efectiva de la soldadura

$$l_e = \frac{2\,H_b}{sin\,\theta} + 2B_e$$

Momento de inercia de la soldadura

$$S_x = \frac{t_w}{3}\left(\frac{H_b}{sin\,\theta}\right)^2 + t_w\,B_e\left(\frac{H_b}{sin\,\theta}\right)$$

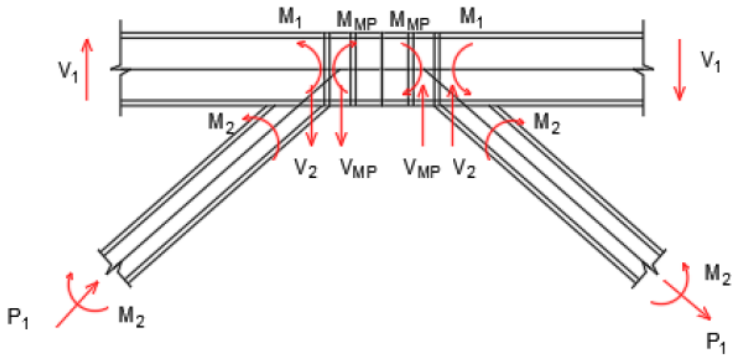


Figura 71. *Diagrama de fuerzas internas producida en la conexión del enlace con la diagonal.* [36]

Tabla 19. *Diseño de la conexión diagonal – viga de enlace*

DISENO CONEXION DIAGONAL - ENLACE			
DESCRIPCION			**UNIDAD**
Ancho total de la sección	b	16	cm
Alto total de la sección	h	16	cm
Espesor placa de acero diagonal	t	1.0	cm
Espesor ala inferior viga de enlace	tf	1.6	cm
Ancho del ala inferior viga de enlace	bf	17	cm
Fuerza Axial Última Diagonal	P	72.80	Tn
Momento Último Diagonal	M	1.69	Tn-m
Cortante ultimo Diagonal	V	0.61	Tn
Fuerza cortante actuante en la soldadura	Vu	38.10	Tn
Fuerza de compresión actuante en la soldadura	Pu	62.40	Tn
Altura de entrepiso	h	3.7	m
Longitud de la diagonal	Lb	4.16	m
Angulo de inclinación de la diagonal	θ	59	grados
Ancho efectivo de la conexión perfil rectangular	Be	6.64	cm
Longitud efectiva de la soldadura	Le	50.61	cm
Altura de contacto con el ala	Hb	18.67	cm
Área bruta de la sección	Ag	65.33	cm²
Área efectiva de la sección	Ae	65.33	cm²
Resistencia a fluencia de la diagonal	$\emptyset R_n = \emptyset\ A_g\ F_y$	148.86	Tn
Resistencia por fractura de la diagonal	$\emptyset R_n = \emptyset\ A_e\ F_u$	199.86	Tn
CHEQUEO	$\boldsymbol{\emptyset R_n \geq V_u}$	**OK**	
Diseño Soldadura a corte			
Tamaño de soldadura adoptado	**t**	**10**	**mm**
Resistencia a la tensión del electrodo E-70XX	Sut	70	ksi
		4922.68	kg/cm²
Longitud de la soldadura	L	50.61	cm
Fuerza cortante actuante sobre la soldadura	Wu	752.86	kg/cm
Esfuerzo nominal del material base	Fnbm	1519	kg/cm²
Esfuerzo nominal del material de aporte	Fnw	1477	kg/cm²
Área de la sección transversal del material base	Abm	65.33	cm²
Área efectiva de la soldadura	Awe	35.78	cm²
Resistencia a cortante del material base	$\emptyset R_n = \emptyset\ A_{BM}\ F_{nBM}$	74.43	Tn
Resistencia a cortante del material de aporte	$\emptyset R_n = \emptyset\ A_{we}\ F_{nw}$	39.63	Tn
Resistencia a cortante mínimo	**Ø Rn min**	**39.63**	**Tn**
CHEQUEO	$\boldsymbol{\emptyset R_n \geq V_u}$	**OK**	

Determinado las dimensiones y espesores de la soldadura a utilizas en la conexión de la diagonal con la viga de enlace, se procedió a realizar un modelado mediante elementos finitos de la conexión en Idea Statica para determinar los esfuerzos a los que estas sometidos los cordones de soldadura y las placas de los elementos estructurales

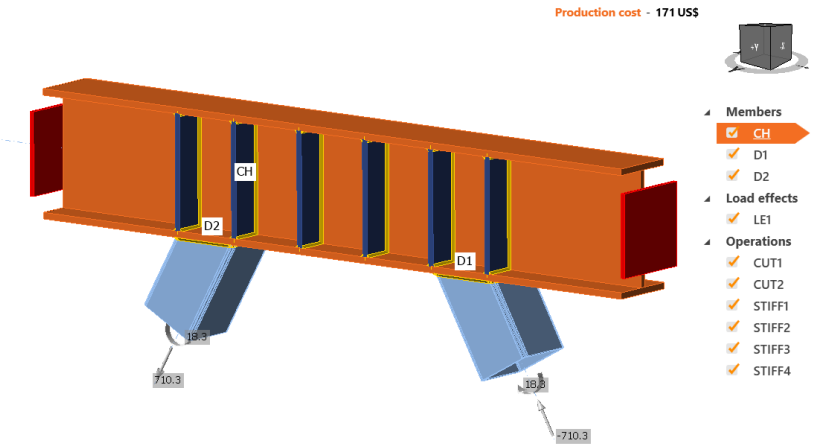


Figura 72. *Modelado conexión diagonal – enlace IDEA STATICA*

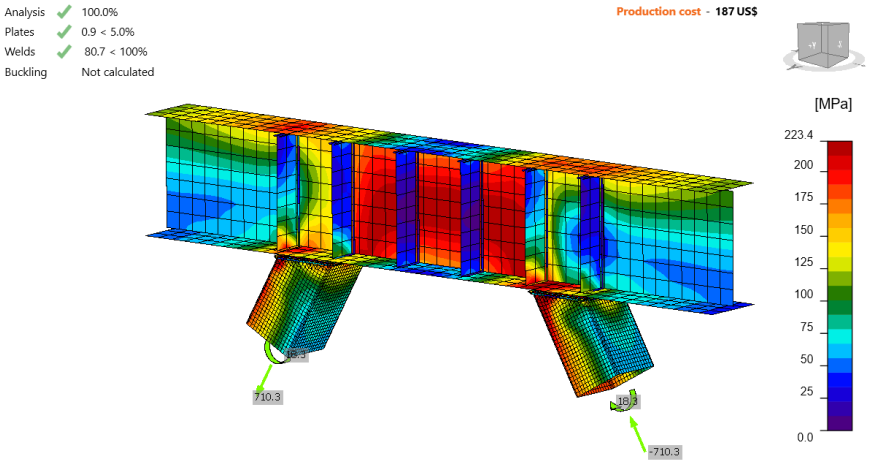


Figura 73. *Esfuerzos producidos en la conexión diagonal – enlace IDEA STATICA*

4.5.6. Diseño de la conexión diagonal-pórtico

La capacidad de pandeo y la tensión de compresión en la placa gusset serán determinador según el concepto de ancho efectivo de Whitmore. Así, en el diseño, las placas gusset se tratan como miembros rectangulares con una sección transversal $L_w \cdot t_p$ donde L_w es el ancho efectivo de Whitmore y t_p el espesor de la placa gusset. De hecho, Whitmore definió el ancho efectivo como la distancia perpendicular a la carga que se proyectan desde el final del cordón de soldadura y se interseca con una línea perpendicular al miembro a través del segundo extremo de la soldadura. Formando un ángulo de 30 grados.[53]

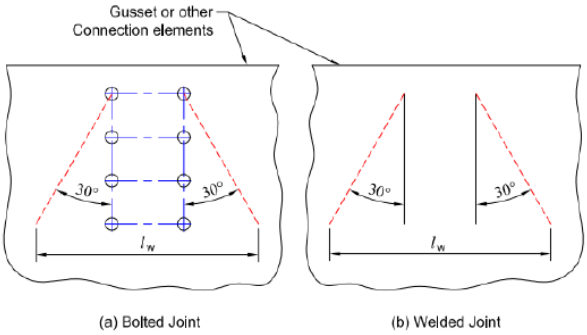


Figura 74. *Trapecio de presiones de Whitmore* [53]

La resistencia tensión de la placa gusset es $\emptyset\ R_n = \emptyset\ F_y\ L_w\ t_p$

La resistencia a la compresión de la placa gusset es $\emptyset\ P_n = \emptyset\ F_{cr}\ L_w\ t_p$

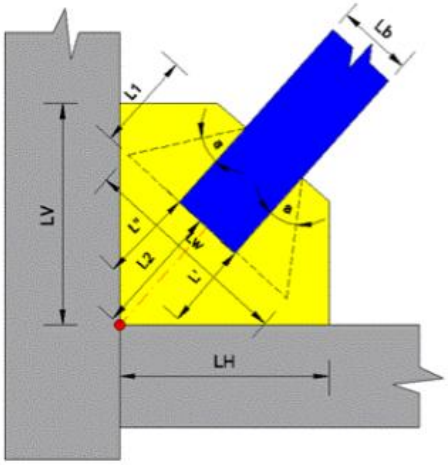


Figura 75. *Conexión diagonal – viga y columna mediante una placa gusset*. [54]

Dentro del diseño de la placa gusset un factor importante a tener en cuenta es la fractura por tracción en el área efectiva de la sección. El código ANSI/AISC 360-16 [28] en la tabla D3.1. para miembros sometidos a tensión nos indica que el área efectiva de una sección rectangular conectada a una placa gusset es la siguiente.

$$A_e = A_n \cdot U$$

$$Para\ l \geq H \ \rightarrow\ U = 1 - \frac{\bar{X}}{l}$$

$$\bar{X} = \frac{B^2 + 2\,BH}{4(B + H)}$$

Donde:

A_e es el área efectiva de la sección rectangular

A_n es el área neta de la sección rectangular

l es la longitud de la soldadura

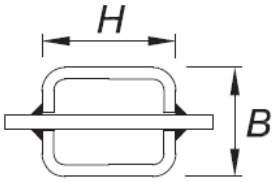


Figura 76. Área efectiva de un perfil rectangular soldado a una placa gusset. [28]

Tabla 20. *Diseño conexión diagonal – placa gusset*

DISENO CONEXION DIAGONAL - PLACA GUSSET			
DESCRIPCION			**UNIDAD**
Ancho total de la sección diagonal	b	16	cm
Alto total de la sección diagonal	h	16	cm
Espesor diagonal	t	1.0	cm
Fuerza Axial Última Diagonal	Pu	72.80	Tn
Momento Último Diagonal	Mu	1.69	Tn-m
Área de la sección diagonal	Ag	60.00	cm²
Radio de giro	rx	6.14	cm
Altura de entrepiso	h	3.7	m
Longitud de la diagonal	Lb	4.16	m
Fuerza de tensión esperada en la placa	Tu	227.8	Tn
Espesor máximo soldadura en la placa	tmax	11.73	mm
Longitud de la soldadura por lado	L1	25.00	cm
Espesor mínimo de la placa gusset	tmin	12.4	mm
Espesor adoptado de la placa gusset	tp	14	mm
Ancho sección Whitmore	Lw	44.00	cm
Área de la sección Placa Gusset	Aw	61.60	cm²
Área neta de la sección	An	57.20	cm
Excentricidad de la conexión	$\bar{x}$	6.0	cm
Factor de corte diferido para tracción	U	0.8	s.u.
Área efectiva de la sección	Ae	43.47	cm²
Longitud de Pandeo	Lg	36.67	cm
Momento de Inercia de la placa gusset	Ig	10.06	cm⁴
Resistencia por fractura conexión diagonal	$\emptyset R_n = \emptyset\ R_y\ A_e\ F_u$	199.48	Tn
Resistencia a fluencia diagonal	$\emptyset R_n = \emptyset\ R_y\ A_g\ F_y$	205.06	Tn

Resistencia a la tensión placa gusset	$\emptyset R_n = \emptyset\, F_y\, A_w$	140.36	Tn
Resistencia a la compresión placa gusset	$\emptyset P_n = \emptyset\, F_{cr}\, A_g$	86.65	Tn
Resistencia a cortante mínimo	**Ø Rn min**	**86.65**	**Tn**
CHEQUEO	$\emptyset R_n \geq V_u$	**OK**	
Diseño Soldadura Placa Gusset - Diagonal			
Resistencia a la tensión del electrodo E-70XX	Sut	70	ksi
		4922.68	kg/cm²
Longitud de la soldadura	L	100	cm
Fuerza cortante actuante sobre la soldadura	Wu	728.00	kg/cm
Tamaño de soldadura requerido	tr	9.30	mm
Tamaño de soldadura adoptado	**t**	**10**	**mm**
Resistencia a cortante del material base	$\emptyset R_n = \emptyset\, A_{BM}\, F_{nBM}$	178.96	Tn
Resistencia a cortante del material de aporte	$\emptyset R_n = \emptyset\, A_{we}\, F_{nw}$	78.31	Tn
Resistencia a cortante mínimo	**Ø Rn min**	**78.31**	**Tn**
CHEQUEO	$\emptyset R_n \geq V_u$	**OK**	

Para el diseño de la conexión soldada entre la Placa Gusset y la viga inferior y la columna, se utiliza el Método de Fuerzas Uniformes (MFU) en donde la fuerza de tracción es descompuesta en fuerzas horizontales y verticales las cuales serán transmitidas hacia las placas de los elemtos estructurales esto debido a la fuerza de tracción de la Placa Gusset, Se ha tomado como punto de trabajo *wp*, que es la intersección de los ejes de la viga y la columna. [54]

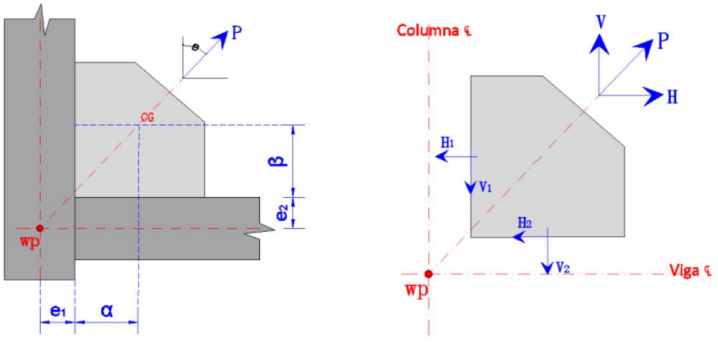


Figura 77. Diagrama de cuerpo libre mediante el método de fuerzas uniformes en placa gusset [54]

Tabla 21. *Diseño conexión placa gusset – viga y columna*

Diseño Placa Gusset			
Longitud de contacto placa-columna	h	57	cm
Longitud de contacto placa-viga	b	35	cm
Angulo de inclinación de la diagonal	θ	29	grados
Centro de gravedad de la placa	α	18.68	cm
	β	29.38	cm
Espesor de la placa	ep	14	mm
Excentricidad placa-columna	e1	20	cm
Excentricidad placa-viga	e2	16	cm
Factor de distribución de fuerza	r	59.63	cm
Fuerzas en la placa que se une con la columna	H1	35.87	Tn
	V1	24.42	Tn
Fuerzas en la placa que se une con la viga	H2	22.81	Tn
	V2	19.53	Tn
Diseño Soldadura a corte Placa-Columna			
Tamaño de soldadura adoptado	**t**	**6**	**mm**
Resistencia a la tensión del electrodo E-70XX	Sut	70	ksi
		4922.68	kg/cm²
Longitud de la soldadura	L	114.00	cm
Resistencia a cortante del material base	$\emptyset R_n = \emptyset\ A_{BM}\ F_{nBM}$	90.91	Tn
Resistencia a cortante del material de aporte	$\emptyset R_n = \emptyset\ A_{we}\ F_{nw}$	53.56	Tn
Resistencia a cortante mínimo	**Ø Rn min**	**53.56**	**Tn**
CHEQUEO	$\emptyset R_n \geq V_u$	**OK**	
Diseño Soldadura a corte Placa-Viga			
Tamaño de soldadura adoptado	**t**	**6**	**mm**
Resistencia a la tensión del electrodo E-70XX	Sut	70	ksi
		4922.68	kg/cm²
Longitud de la soldadura	L	70.00	cm
Resistencia a cortante del material base	$\emptyset R_n = \emptyset\ A_{BM}\ F_{nBM}$	55.82	Tn
Resistencia a cortante del material de aporte	$\emptyset R_n = \emptyset\ A_{we}\ F_{nw}$	32.89	Tn
Resistencia a cortante mínimo	**Ø Rn min**	**32.89**	**Tn**
CHEQUEO	$\emptyset R_n \geq V_u$	**OK**	

Determinado las dimensiones de la placa y espesores de la soldadura a utilizarse en la conexión de la diagonal – viga y columna mediante la placa gusset, se procedió a realizar un modelado mediante elementos finitos de la conexión en Idea Statica para determinar los esfuerzos a los que estas sometidos los cordones de soldadura y las placa gusset.

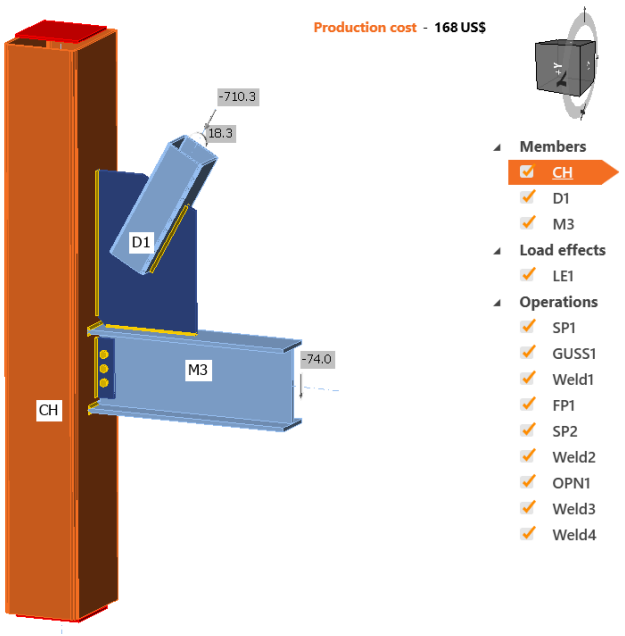


Figura 78. *Modelado conexión diagonal – viga y columna IDEA STATICA*

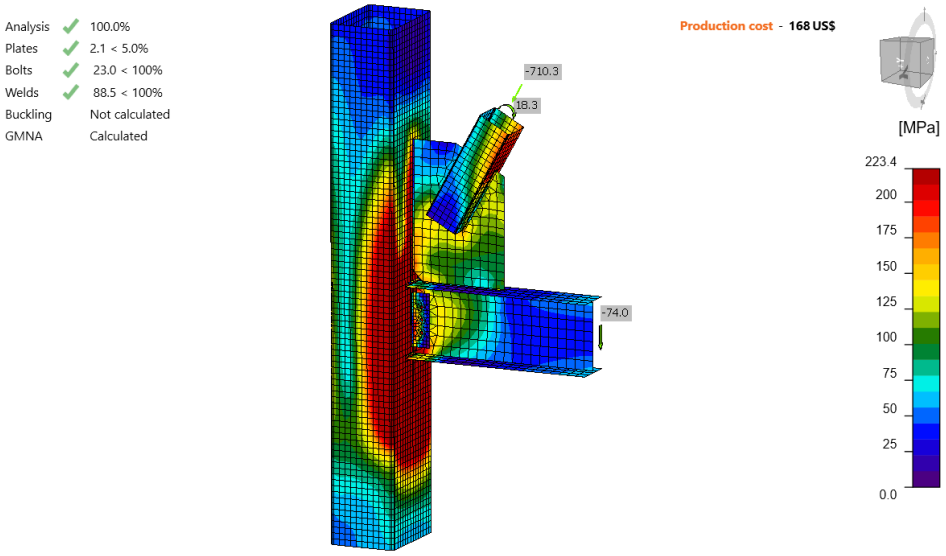


Figura 79. *Esfuerzos producidos en la conexión diagonal – viga y columna IDEA STATICA*

4.6. Secciones finales de los elementos estructurales

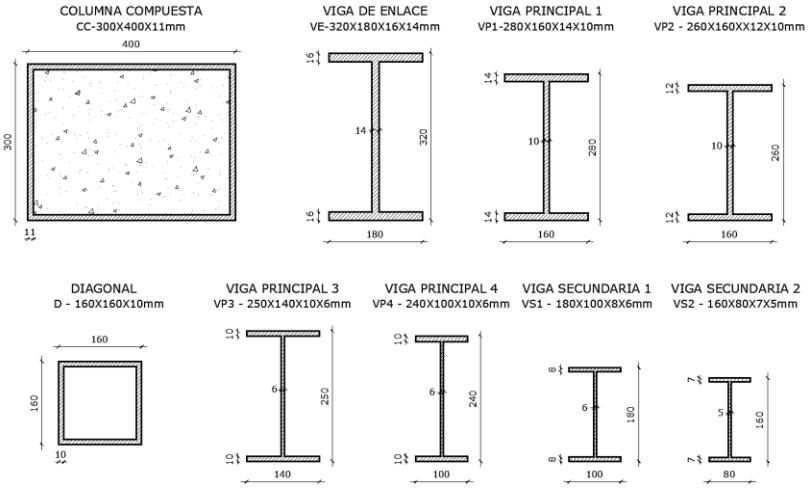


Figura 80. *Secciones elementos estructurales*

4.7. Análisis no lineal de la estructura

4.7.1. Definición patrones de carga

Para un análisis no lineal se debe determinar primero un patrón de cargas gravitacional que tendrá el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva, (1.0 CM + 0.25 CV) es desde este punto inicial de deformación de donde partirá el patrón de cargas horizontales incrementales tanto en sentido X como en sentido Y. Los cuales tendrán el punto de control de desplazamiento en un nudo designado en el techo de la estructura.

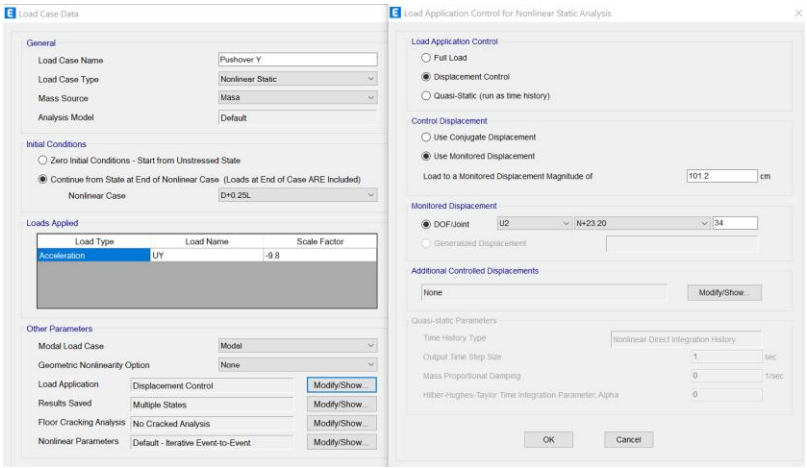


Figura 81. *Caso de carga lateral no lineal sentido X*

Según FEMA 356 [55] para este análisis no lineal de debe determinar puntos de control para monitorear la magnitud de desplazamiento que tendrá el edificio que será igual al 4 % de la altura total del edificio, y se seleccionará un nodo cercano al centro de masas en la última planta. Tendrá un desplazamiento de control horizontal de 101.20 centímetros.

$$\Delta = 0.04 \cdot hn$$

$$\Delta = 0.04 \cdot 25.30\, m * 100$$

$$\Delta = 101.20\, cm$$

4.7.2. Asignación de rotula plástica

Para el análisis de la edificación mediante un modelo no lineal se aplican las consideraciones tomadas de la tabla 9-7.1 de la norma ASCE/SEI 41-17 [42]. El patrón de cargas incremental ira desplazando la estructura en la dirección asignada formando estas rotulas plástica en la estructura hasta llegar a su desplazamiento máximo y la estructura colapse.

Figura 82. *Definición rotula plástica enlace a cortante ETABS*

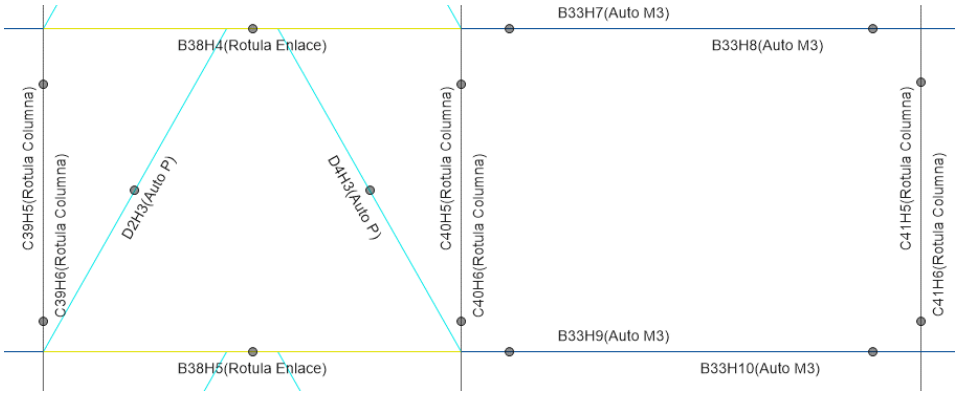


Figura 83. *Ubicación rotulas plásticas pórtico arriostrado excéntrico*

4.8. Análisis pushover

Una vez analizado el modelo estructural podemos observar la formación de las rotulas plásticas en los enlaces diseñados dentro de la estructura llegando a una deformación máxima hasta su

punto de falla, esto prevee el daño en otros elementos estructurales como columnas, llegando a cumplir con la filosofía de diseño del fusible estructural.

- **Sentido X**

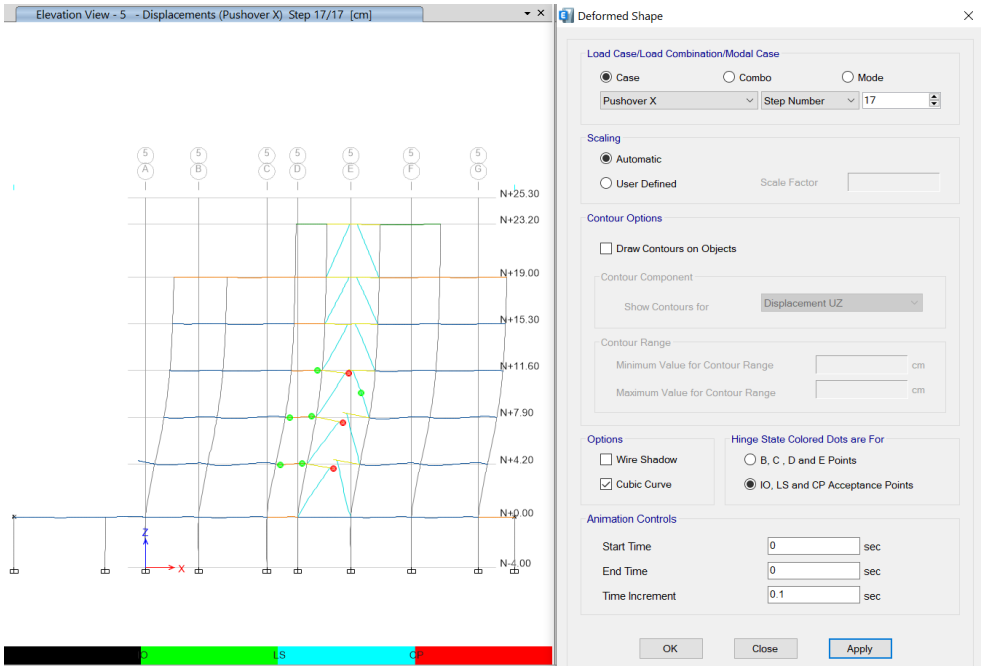


Figura 84. *Formación de rotulas plásticas pushover sentido X*

- **Sentido Y**

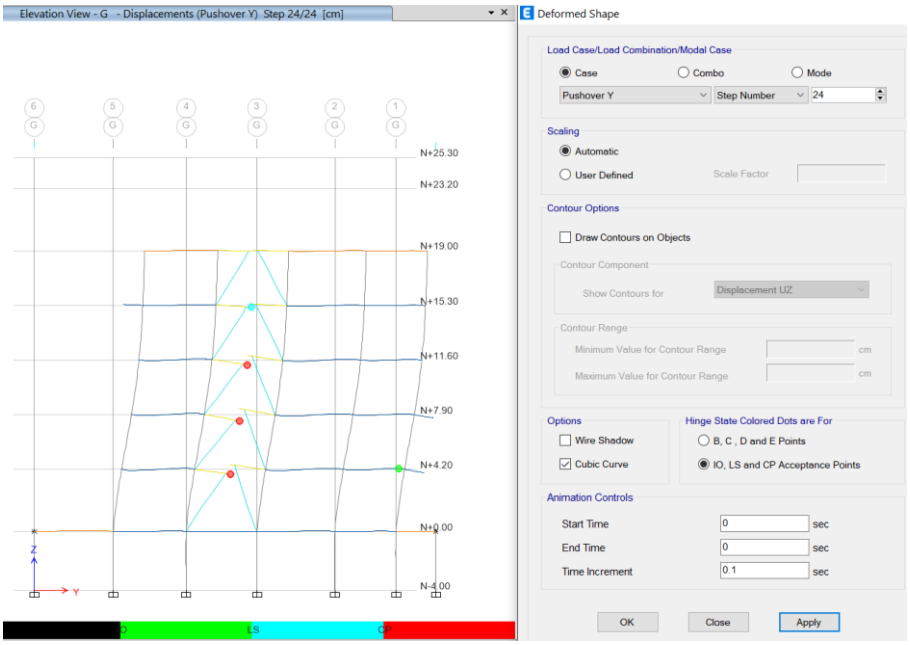


Figura 85. *Formación de rotulas plásticas pushover sentido Y*

4.9. Desempeño Estructural

4.9.1. Rotula plástica en el enlace

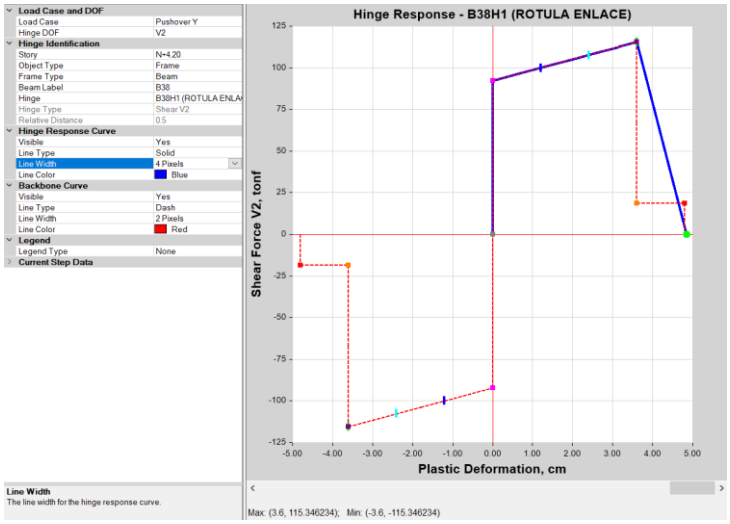


Figura 86. *Diagrama histéresis fuerza – deformación plástica de la rótula en el enlace*

El diseño sismo resistente de pórticos arriostrados excéntricas tiene como objetivo que los elementos que fallan en primer lugar son los elementos tipo enlace, estos son los elementos con menor resistencia dentro del sistema estructural. Por lo tanto, son los que llegaran a fallar primero y son los elementos que se encargan de disipar energía en las primeras instancias del sismo. Estos elementos son diseñados para resistir rotaciones normativas antes de alcanzar la falla. Posteriormente, empiezan a fallar las diagonales, las vigas y por ultimo las columnas.

El análisis estático no lineal presento la formación de las rotulas plásticas primero en los enlaces y después en los demás elementos estructurales diagonales, vigas y columnas, luego de sobrepasar el rango elástico se observó la respuesta inelástica de la estructura La rotula plástica formado en el enlace soporto una fuerza cortante de 115.34 Tn con una deformación plástica de 3.6 cm antes de fallar.

4.9.2. Curva de Capacidad

Es la relación entre la fuerza producida a la edificación (V) y el máximo desplazamiento en el techo (X) asociado a esta fuerza, la curva de capacidad presenta como resultado la resistencia que tiene la estructura antes de llegar al colapso. La curva de capacidad presenta caídas de resistencia. Cada caída de resistencia indica que un enlace ha fallado. La carga se sigue aplicando y los esfuerzos se redistribuyen a los elementos que todavía pueden resistir carga hasta llegar al punto de tener nuevamente una caída de resistencia por la falla de un nuevo enlace del sistema estructural. El proceso continúa hasta que se alcanza el mecanismo

de falla de la estructura.

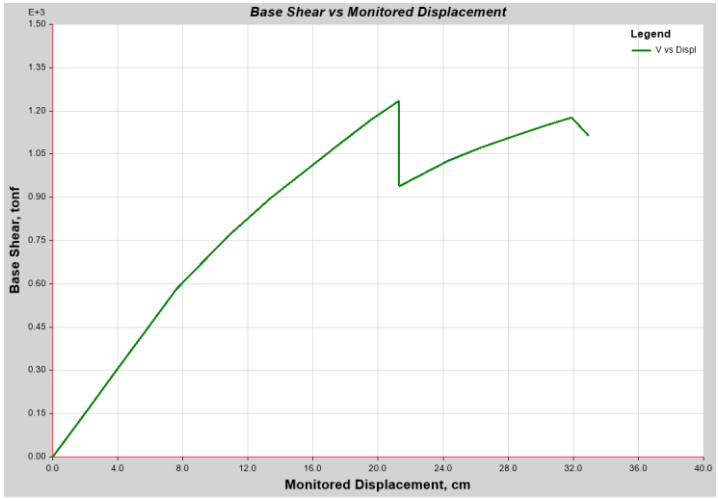


Figura 87. *Curva de capacidad de la estructura pushover sentido X*

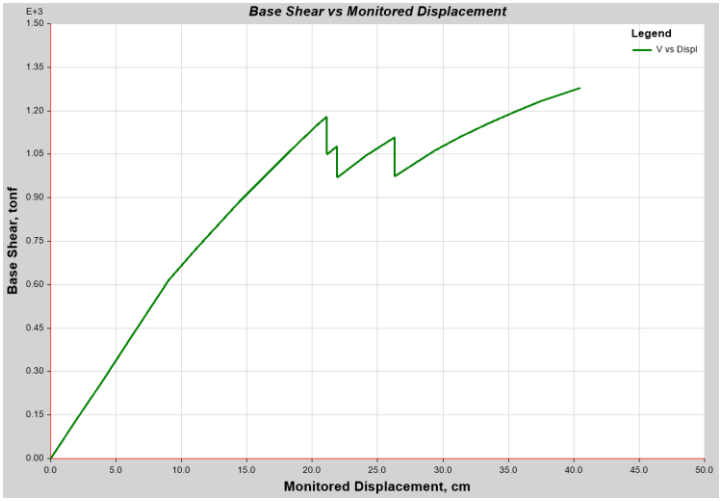


Figura 88. *Curva de capacidad de la estructura sentido Y*

4.9.3. Evaluación del desempeño sísmico

Mediante el software ETABS se obtiene el punto de desempeño de la estructura para los niveles de amenaza sísmica, Raro (Tr=475 años) y Muy Raro (Tr=2500 años), propuestos por la NEC 2015, esto mediante el método del espectro de capacidad establecido en la FEMA 440. Una vez obtenido el punto de desempeño de la estructura se procede a valorar el desempeño sísmico de la estructura considerando los objetivos de desempeño de la norma NEC-SE-DS, 2015 y SEAOC Comité Visión 2000, 1995.

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

Figura 89. *Niveles de amenaza sísmica NEC 15* [29]

4.9.4. Punto de desempeño sísmico

- **Método del espectro de capacidad**

El método de FEMA 440 es un mejoramiento procedimiento propuesto por ATC-40. Utiliza un método geométrico de posibles puntos de desempeño. Este enfoque utiliza el espectro de aceleración-respuesta modificado para múltiples supuestas soluciones (api, dpi) y las diferentes ductilidades correspondientes para generar un lugar geométrico de posibles puntos de rendimiento. El punto de rendimiento real se encuentra en la intersección de este lugar geométrico y el espectro de capacidad. [40]

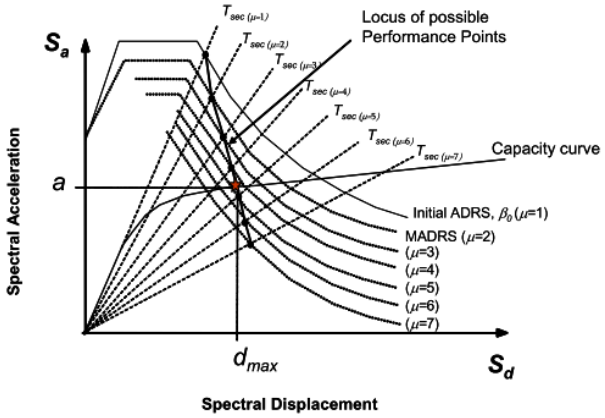


Figura 90. *Puntos de desempeño posibles utilizando espectro modificado MARS* [40]

- **Punto de desempeño sentido X**

Tabla 22. *Datos generales punto de desempeños Sentido X*

Descripción		Sismo Raro (475 años)	Sismo Muy Raro (2500 años)	Unidad
Desplazamiento	du	15.858	21.264	cm
Cortante	Vu	1006.508	1029.811	Tn
T secante	Tsec	0.681	0.809	seg
T efectivo	Teff	0.696	0.69	seg
Ductilidad	μ	1.946	1.869	s.u.
Amortiguamiento efectivo	Beff	0.0853	0.0825	s.u.
Sobreresistencia	R	3.118	2.548	s.u.

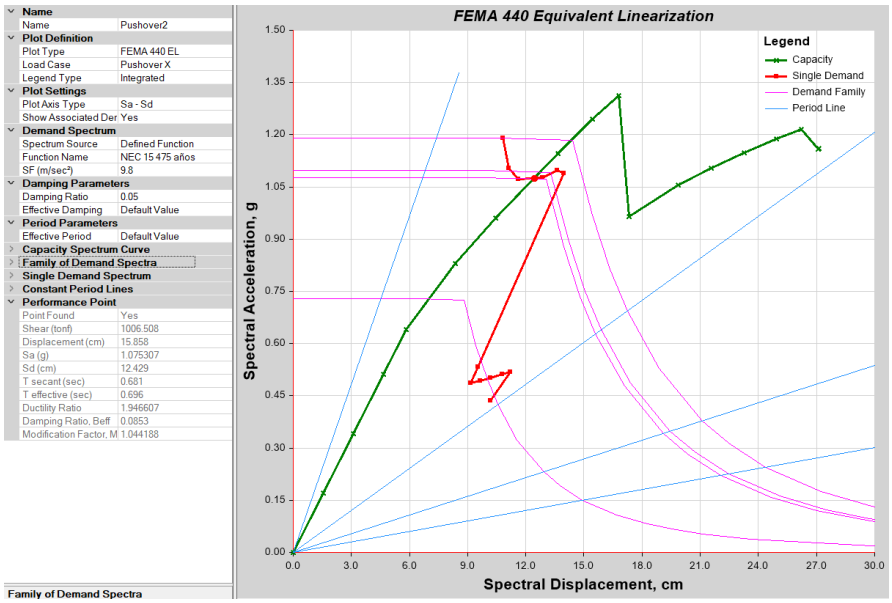


Figura 91. *Punto de desempeño FEMA 440 sismo raro (Tr=475 años) sentido X*

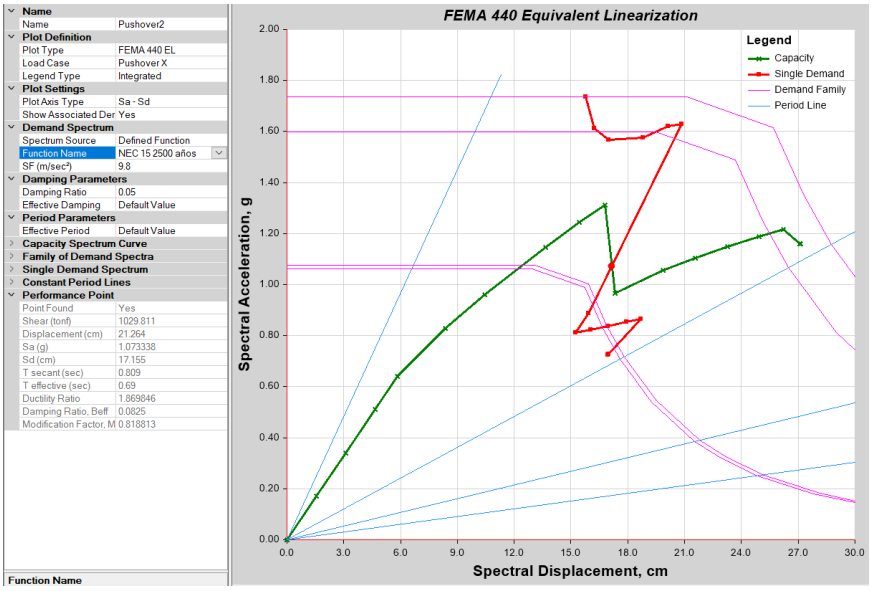


Figura 92. *Punto de desempeño FEMA 440 sismo muy raro (Tr=2500 años) sentido X*

- **Punto de desempeño sentido Y**

Tabla 23. *Datos generales punto de desempeños Sentido Y*

Descripción		Sismo Raro (475 años)	Sismo Muy Raro (2500 años)	Unidad
Cortante	du	15.819	21.873	cm
Desplazamiento	Vu	949.15	1019.706	Tn
T secante	Tsec	0.629	0.725	seg
T efectivo	Teff	0.626	0.625	seg
Ductilidad	μ	1.656	1.64	s.u.
Amortiguamiento efectivo	Beff	0.0681	0.0675	s.u.
Sobreresistencia	R	3.065	2.925	s.u

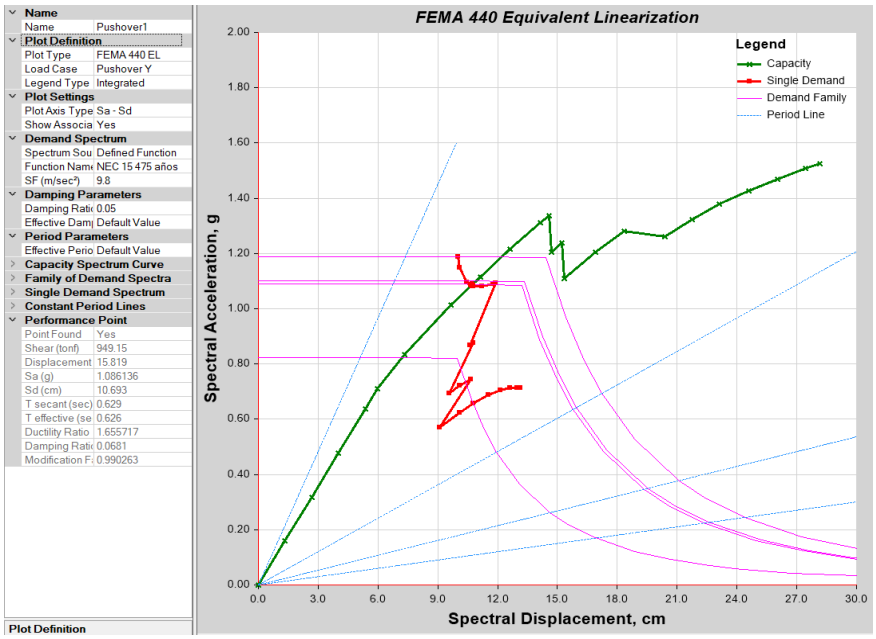


Figura 93. *Punto de desempeño FEMA 440 sismo raro (Tr=475 años) sentido Y*

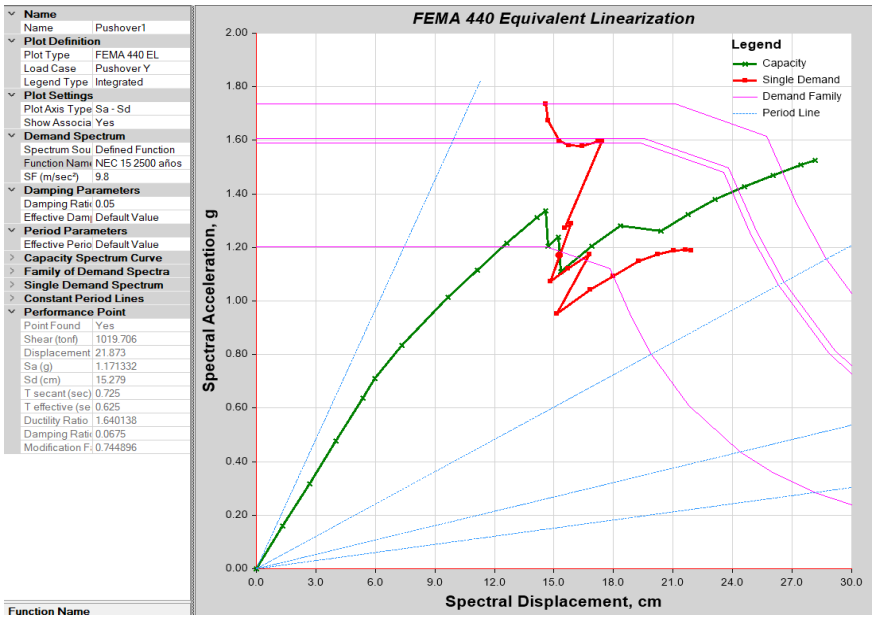


Figura 94. *Punto de desempeño FEMA 440 sismo muy raro (Tr=2500 años) sentido Y*

- **Representación bilineal de la curva de capacidad**

La relación no lineal fuerza-desplazamiento entre la fuerza cortante y el desplazamiento del nodo de control será reemplazará por una relación idealizada. Esta relación será bilineal, con pendiente inicial *Ke* y pendiente posterior a la fluencia α. Los segmentos de línea en la curva de fuerza-desplazamiento idealizada se ubicarán utilizando un procedimiento gráfico iterativo que equilibre aproximadamente el área por encima y por debajo de la curva. Este punto de equilibrio de áreas

tendrá un desplazamiento de fluencia *dy* y una fuerza de fluencia *Vy* que es punto donde pasa del rango elástico al plástico. [55]

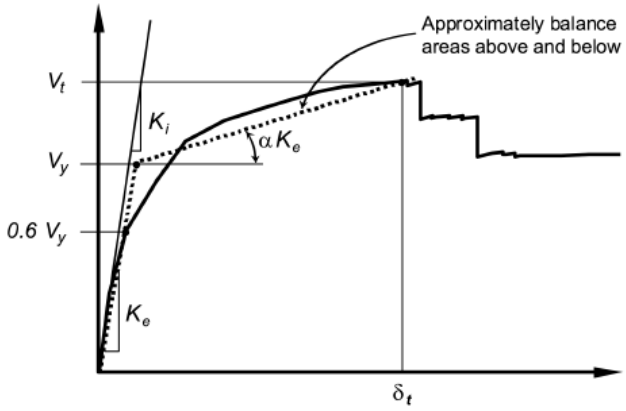


Figura 95. *Curva idealizada bilineal fuerza vs desplazamiento* [40]

4.9.5. Nivel de desempeño sísmico según Visión 2000

Los códigos sísmicos indican que las estructuras deben brindar la seguridad de sus habitantes, seguridad de sus componentes (si la estructura lo requiere tal como un hospital) frente a un evento sísmico, sin embargo, no aclaran el desempeño que la estructura presentará. La asociación SEAOC, líderes mundiales en prácticas estructurales, mediante la siguiente tabla indican el desempeño que una estructura debería presentar, según su categoría, frente a un determinado nivel sísmico. [56]

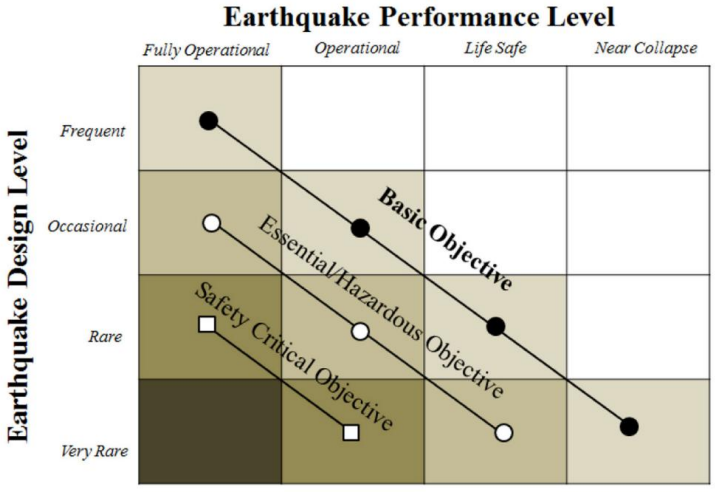


Figura 96. *Matriz de niveles de desempeño Visión 2000* [57]

- **Totalmente operacional.** No existe daño. Las instalaciones de servicio se encuentran operativos. No existe pérdida en la rigidez y resistencia de la estructura, por lo tanto, no se necesitan reparaciones.

- **Operacional.** Daño leve en componentes no estructurales y daño "imperceptible" en elementos estructurales, no existe peligro para los habitantes. Las instalaciones de servicio pueden estar operativos o interrumpidos de forma parcial, la rigidez y resistencia se mantiene casi íntegramente en su totalidad.
- **Resguardo de la vida.** Daño moderado en elementos estructurales y no estructurales. Pérdida importante en la rigidez y resistencia de la estructura. Interrupción del servicio de los ascensores, pero no de rutas alternas de evacuación. La edificación puede presentar reparación, aunque no sea recomendable económicamente.
- **Cerca al colapso.** Alto índice de daño en la mayoría de los componentes, los elementos no estructurales pueden encontrarse desplomados. La estructura todavía presenta una capacidad menor frente al colapso, pero podría colapsar producto de las réplicas. No es posible su reparación de forma técnica y económica.
- **Colapso.** La estructura no tiene capacidad de resistencia frente a acciones laterales y gravitacionales. No existe estabilidad ni verticalidad. Colapso total o parcial.

Para definir el desempeño de una estructura, Visión 2000, sectoriza el rango inelástico de la curva de capacidad, en su forma bilineal, en 4 sectores y de esta manera determinar los límites de estado de una estructura de forma global. [56]

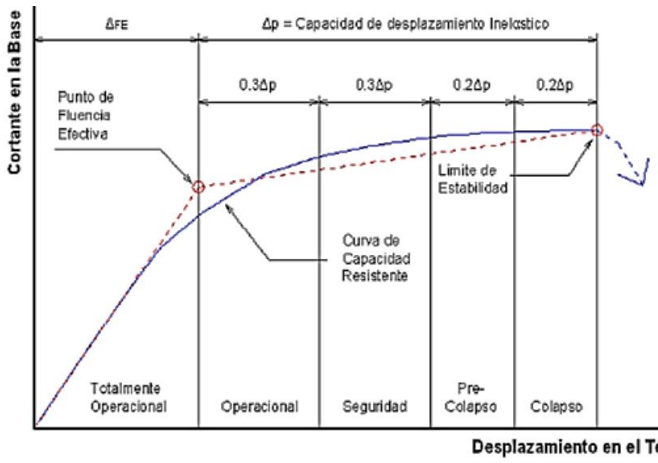


Figura 97. *Sectorización de la curva de capacidad bilineal según Visión 2000* [58]

4.9.6. Evaluación del desempeño sísmico

- **Evaluación sismo Sentido X**

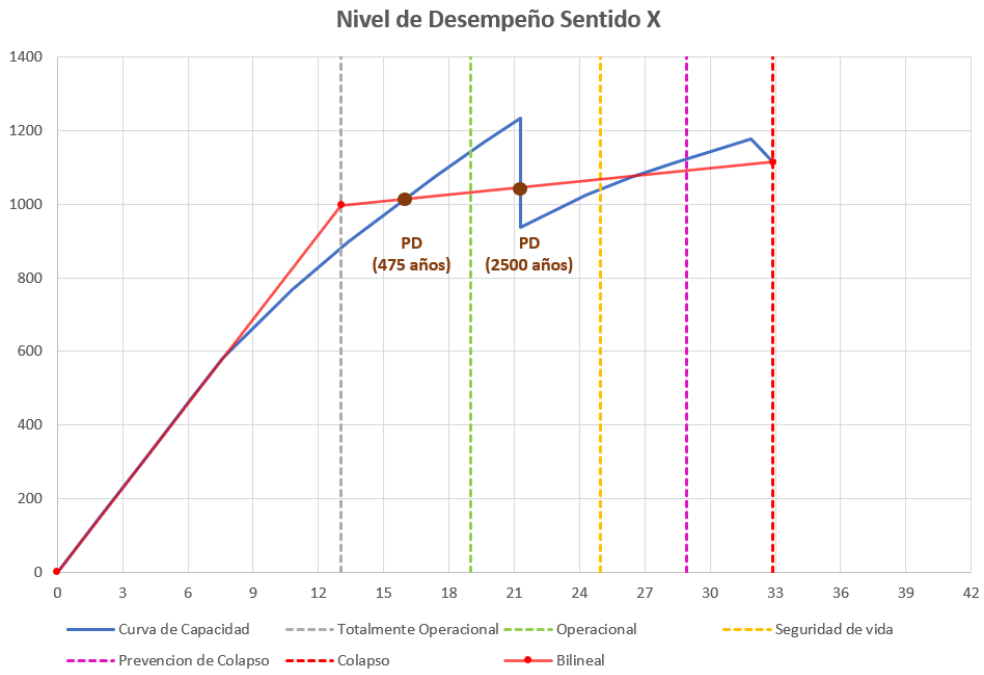


Figura 98. *Nivel de desempeño sísmico sentido X*

- **Evaluación sismo Sentido Y**

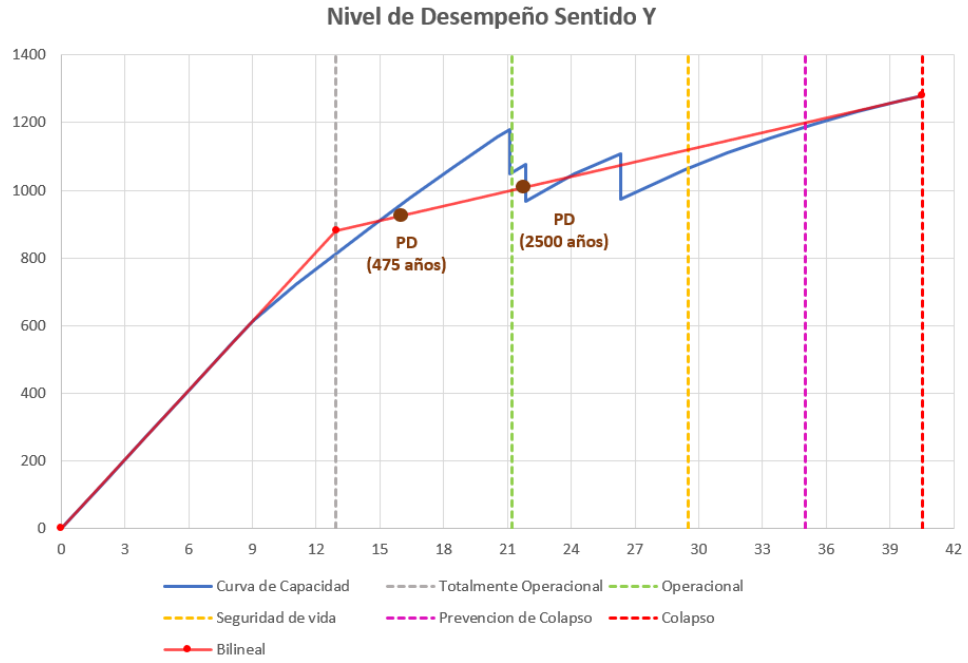


Figura 99. *Nivel de desempeño sísmico sentido Y*

Tabla 24. *Matriz de desempeño de la estructura*

		NIVEL DE DESEMPEÑO			
		Totalmente Operacional	**Operacional**	**Seguridad de Vida**	**Prevención de Colapso**
DEMANDA SENTIDO X	**Sismo Raro**		Objetivo esencial		
	Sismo Muy Raro			Objetivo esencial	
DEMANDA SENTIDO Y	**Sismo Raro**		Objetivo esencial		
	Sismo Muy Raro			Objetivo esencial	

Como se puede observar en la matriz de desempeño según la norma SEOAC Visión 2000 en ambos sentidos de control para un sismo raro la estructura tendrá un desempeño operacional y para un sismo muy raro tendrá un desempeño de seguridad de vida ambos son objetivos esenciales para la norma y cumplen con la misma.

4.10. Factor de reducción de fuerzas sísmicas

El ATC-19 (1995) [59] considera que el factor de reducción sísmica R es igual al producto de tres factores ductilidad, sobreresistencia y redundancia.

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \cdot R_{R}$$

Donde:

$R_{\mu} = Vy/Vd$ es el factor de ductilidad

$R_{\mu} = Ve/Vy$ es el factor de sobreresistencia

R_R es el factor de redundancia

- Para dos ejes de columnas 0.71
- Para tres ejes de columnas 0.86
- Para cuatro ejes de columnas o más 1

Se determino que para el sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años la estructura tendrá un factor de ductilidad de 1.946 y un factor de sobreresistencia de 3.118 en sentido X.

$$R = 1.946 \cdot 3.118 \cdot 1 = 6.067 \approx 6$$

El valor de reducción de fuerza sísmica R determinado mediante las curvas de capacidad es muy similar al escogido para el diseño dinámico del edificio, confirmado que el diseño cumplirá con las demandas solicitadas y será un diseño sismorresistente.

CAPITULO V
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Se ha realizado el diseño sismorresistente de la edificación con un sistema estructural de pórticos arriostrados excéntricos utilizando vigas de enlace, verificando por análisis lineal que su comportamiento para estados límites de resistencia y estados límites de servicio, así como su comportamiento dinámico cumplen con los requisitos mínimos establecidos por las normas ecuatorianas y normas internacionales de diseño sísmico.

- Se realizo el análisis y diseño sismo resistente tanto de los elementos estructurales de acero como de las conexiones, siguiendo las normas de diseño AISC 360-16, AISC 341-16, ACSE 7-16 y NEC 15 partiendo de un prediseño y mediante hojas de cálculo manuales, además de la ayuda del software Etabs e IdeaStatica hasta llegar a un diseño óptimo.

- Se cumplió con la filosofía de diseño de los enlaces de llegar a comportarse como fusibles estructurales, donde ante la carga horizontal estos elementos son los primeros en fallar absorbiendo la energía del sismo mediante deformaciones, previniendo el fallo de otros elemtos estructurales y llegando así a evitar el colapso de la edificación.

- Se evaluó el nivel de desempeño que llegará a tener la estructura. Para un sismo raro con un periodo de retorno de 475 años el nivel es operacional en ambos sentidos, mientras que para un sismo muy raro con un periodo de retorno de 2500 años el nivel es seguridad de vida también es ambos sentidos. Esto cumple con el objetivo esencial de desempeño propuesto por el SEAOC - Comité Visión 2000.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda para este tipo de estructuras de mediana y gran altura tomar un factor de reducción del espectro de respuesta sísmico de 6 aunque la norma ecuatoriana de la construcción permita tomar un factor mayor. Esto ya que en muchas ocasiones el diseño se basa únicamente en un análisis lineal y este no toma en cuenta la carga sísmica total a la cual es sometido la estructura.
- Para edificaciones de gran altura y estructuras esenciales como lo son hospitales o centros educativos se debería tomar en cuenta un análisis no lineal en su diseño ya que se llegaría a tener una mejor visión de cómo será su desempeño frente a un sismo y evaluar el nivel de daño que se espera y si los contenidos de las estructura podrían llegar a perderse, esto es importante en edificaciones donde los contenidos son muy costosos y su costo justifica un análisis para salvaguardar estos elementos no estructurales.

BIBLIOGRAFÍA

[1] X. Genovez, “Diseño, análisis económico de la estructura de tres plantas de acero del área de administración de la facultad de ciencia y tecnología combinando pórticos resistentes a momento y pórticos simples,” Universidad de Cuenca, 2015.

[2] D. Valarezo and O. Villagrán, “Optimización De Procesos De Fabricación De Vigas Y Columnas Metálicas Soldadas Para Estructuras De Edificios,” *Tesis*, 2006.

[3] F. J. Crisafulli, “Diseño sismorresistente de construcciones de acero,” 2018.

[4] F. E. Cunalata Vásquez and P. E. Caiza Sánchez, “Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador,” *Rev. Politécnica*, vol. 50, no. 1, pp. 55–64, 2022.

[5] J. Ruiz García, E. Bojórquez Mora, E. J. Corona Villar, and A. Reyes Salazar, “Comportamiento De Edificios De Acero Con Contraventeos Excéntricos Ante Secuencias Sísmicas,” *Rev. Ing. Sísmica*, no. 100, pp. 30–50, 2019.

[6] D. Cordero, “Guía metodológica de diseño de sistemas estructurales con arriostramientos de acero estructural,” 2021.

[7] American Institute of Steel Construction, “ANSI/AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings,” 2016.

[8] M. González, “Diseño sismo resistente de pórticos arriostrados excéntricamente con acero estructural en la ciudad de Quito,” 2022.

[9] M. Aied Qissab Al-Janabi and C. Topkaya, “Seismic performance of eccentrically braced frames designed to AISC341 and EC8 specifications,” *Structures*, vol. 29, no. December 2020, pp. 339–359, 2021.

[10] J. M. Bairan and L. Montoya, “Diseño sísmico directo basado en prestaciones de estructuras irregulares,” *VII Congr. la Asoc. Científico-Técnica del Hormigón Estructural*, no. June, p. 1, 2017.

[11] J. C. Vielma and M. A. Cando, “Evaluación del factor de comportamiento de la Norma Ecuatoriana de la Construcción para estructuras metálicas porticadas,” *Rev. Int. Metod. Numer. para Calc. y Disen. en Ing.*, vol. 33, no. 3–4, pp. 271–279, 2017.

[12] D. P. Guerrero Cuasapaz, “Análisis técnico y económico del diseño por desempeño de edificios con estructura de acero utilizando arriostramientos concéntricos,” *Gac. Técnica*, vol. 41–59, 2019.

[13] M. D. Titirla, “A State of the Art Review of Passive Energy Dissipation Systems in Steel Braces,” *Buildings*, vol. 13, no. 4, 2023.

[14] H. Mirjalali, M. Ghasemi, and M. S. Labbafzadeh, “Effect of Bracing Type and Topology on Progressive Collapse Resistance of Eccentrically Braced Frames,” *Int. J. Steel Struct.*, vol. 19, no. 5, pp. 1497–1510, 2019.

[15] A. Keivan and Y. Zhang, “Seismic performance evaluation of self-centering K-type and D-type eccentrically braced frame systems,” *Eng. Struct.*, vol. 184, no. January, pp. 301–317, 2019.

[16] L. Chen, R. Tremblay, and L. Tirca, “Modular tied eccentrically braced frames for improved seismic response of tall buildings,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 155, pp. 370–384, 2019.

[17] O. Moammer, H. M. Madani, K. M. Dolatshahi, and M. Ghyabi, “Collapse risk and earthquake-induced loss assessment of buildings with eccentrically braced frames,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 168, p. 105998, 2020.

[18] O. I. Guerrero Verdugo and J. I. Barbecho Chuisaca, “Análisis por desempeño de pórticos de acero arriostrados excéntricamente tipo Y con diferentes longitudes de vínculos,” *Polo del Conoc.*, vol. 7, no. 5, pp. 1275–1292, 2022, doi: 10.23857/pc.v7i5.4027.

[19] J. García and E. Tapia, “Respuesta inelástica de marcos dúctiles con contraviento excéntrico,” *Ing. sísmica*, no. 100, pp. 51–70, 2019.

[20] A. Lettieri, M. Latour, L. K. Moderini, F. Freddi, and G. Rizzano, “Design and Analysis of Damage-Free Self-centring Links for Seismic-Resilient Eccentrically Braced Frames,” *Lect. Notes Civ. Eng.*, vol. 262 LNCE, no. May, pp. 755–762, 2022.

[21] T. Y. Yang, J. Neitsch, M. A. Qissab Al-Janabi, and D. P. Tung, “Seismic performance of eccentrically braced frames designed by the conventional and equivalent energy procedures,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 139, no. August, p. 106322, 2020.

[22] A. Chesoan, A. Stratan, and D. Dubina, “Design implementation of re-centring dual eccentrically braced frames with removable links,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 112, no. March, pp. 174–184, 2018.

[23] R. Chacón, A. Vega, and E. Mirambell, “Numerical study on stainless steel I-shaped links on eccentrically braced frames,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 159, pp. 67–80, 2019.

[24] Musbar *et al.*, “Behavior of the link coupling beam on the eccentrically braced frame,” *J. Manipulative Physiol. Ther.*, pp. 570–575, 2023.

[25] M. B. Bozkurt and C. Topkaya, “Replaceable links with gusseted brace joints for eccentrically braced frames,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 115, no. January, pp. 305–318,

2018.

[26] Z. Yin, D. Feng, and W. Yang, “Damage analyses of replaceable links in eccentrically braced frame (EBF) subject to cyclic loading,” *Appl. Sci.*, vol. 9, no. 2, pp. 1–20, 2019.

[27] M. G. Vetr and A. Ghamari, “Experimentally and analytically study on eccentrically braced frame with vertical shear links,” *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, vol. 28, no. 5, pp. 1–21, 2019, doi: 10.1002/tal.1587.

[28] American Institute of Steel Construction, “ANSI/AISC 360-16 Specification for structural steel buildings, an American National Standard,” *Am. Inst. Steel Constr. Chicago*, p. 612, 2016.

[29] MIDUVI and CAMICON, *ESTRUCTURAS DE ACERO (CÓDIGO-NEC-SE-AC)*. 2015.

[30] E. Quiroga and C. Frau, “Pórticos de acero arriostrados excéntricamente con disipadores por fluencia,” *Jornadas Argentinas Ing. Estructural*, 2021.

[31] Q. Shi, S. Yan, X. Wang, H. Sun, and Y. Zhao, “Seismic Behavior of the Removable Links in Eccentrically Braced Frames with Semirigid Connections,” *Adv. Civ. Eng.*, vol. 2020, 2020.

[32] S. Caprili, F. Morelli, N. Mussini, and W. SALVATORE, “Experimental tests on real-scale EBF structures with horizontal and vertical links,” *Data Br.*, vol. 21, no. November, pp. 1246–1257, 2018.

[33] E. P. Popov and M. D. Engelhardt, “Seismic eccentrically braced frames,” *Struct. Des. Tall Build.*, vol. 2, no. 1, pp. 53–74, 1993.

[34] M. Bruneau, C.-M. Uang, and R. Sabelli, *Ductile Design of Steel Structures*, Second., vol. 01. McGraw Hill, 2011.

[35] A. Manrique, “Diagonlaes Excentricas,”, pp. 1–23, 2016.

[36] B. Cagua, R. Aguiar, J. Pilatasig, and A. Bonilla, “Nuevas Funciones De Ceinci-Lab Para El Análisis Y Diseño De Pórticos De Acero Con Arriostramientos Excéntricos,” *Rev. Int. Ing. Estructuras*, vol. 26, pp. 523–585, 2021.

[37] B. Abril, “Evaluación de edificios de mediana altura en estructura de acero con diagonales excéntricas, concéntricas.,” *Repos. Inst. la Univ. Técnica Ambato*, p. 153, 2022.

[38] S. Guerra, “Estudio de la incidencia del enlace (link) en edificios sismo resistentes de acero con diagonales excentricas, para:20,25,30 y 40 pisos. Caso aplicado a la ciudad de Quito.,” pp. 1–120, 2021.

[39] N. Sanabria, “Estudio comparativo del diseño sismo resistente de una edificación de

estructura metálica de cinco pisos con arriostramientos concéntrico y excéntrico en la Unidad Educativa Tres de Marzo," 2023.

[40] Federal Emergency Management Agency, "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures - FEMA 440," *Fed. Emerg. Manag. Agency*, no. June, 2005.

[41] B. J. Cagua Gómez, J. E. Pilatasig Caizaguano, and R. R. Aguiar Falconí, "Análisis Estático No Lineal de Pórticos de Acero empleandoOpenSees y CEINCI LAB," *Latin-American J. Comput.*, vol. 10, no. 1, 2023.

[42] A. S. of C. Engineers, *ASCE/SEI 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. 2023. doi: 10.1061/9780784416112.

[43] R. Aguiar and R. Alicia, *Microzonificación sísmica de Ambato*. 2018.

[44] IPAC S.A., "Catalogo Productos IPAC," vol. 01, pp. 1–72, 2017.

[45] MIDUVI and CAMICON, *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE (CÓDIGO-NEC-SE-DS)*. 2015.

[46] J. C. McCORMAC and S. F. CSERNAK, *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO*, 5ta ed. Mexico: Algaomega, 2013.

[47] International Code Consortium, *ICC IBC (2009): International Building Code*. 2009.

[48] T. M. Murray, "Building floor vibrations," *Eng. J.*, vol. 28, no. 3, pp. 102–109, 1991.

[49] T. M. Murray, E. E. Ungar, and D. B. Davis, "Facts for Steel Buildings, number 5: Vibration," no. 5, pp. 1–50, 2018.

[50] B. Cagua, R. Aguiar, and J. Pilatasig, "Nuevas Funciones de Ceinci-Lab para el Análisis y Diseño de Porticos de Acero Acorde a la Nec-15," *Rev. Int. Ing. Estructuras*, vol. 26, pp. 1–60, 2021.

[51] Z. Lai, A. Varma, and E. Fisher, *Composite Special Moment Frames*. 2020.

[52] Y. Kurobano, J. Packer, J. Wardenier, and N. Yeomans, *Guia de diseño para uniones a columnas de perfiles tubulares estrucutrales*. 2005.

[53] M. Kuříková, D. Sekal, F. Wald, and N. Maier, "Advanced design of block shear failure," *Metals (Basel).*, vol. 11, no. 7, 2021.

[54] R. Aguiar *et al.*, "Diseño De Contraviento Y Placas Gusset De Conexión Para Soportar Disipadores De Energía Upwind and Connection Plates Gusset Design To Support Energy Dissipators," *Rev. Int.*, vol. 22, pp. 227–249, 2017.

[55] Federal Emergency Management Agency, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building - FEMA 356," *Fed. Emerg. Manag. Agency*, no.

November, pp. 1–518, 2000.

[56] P. Barrera, “EVALUACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN ESCOLAR, DISEÑADO CON LA NORMA E.030, USANDO CRITERIOS DE VISIÓN 2000.,” *Tesis*, pp. 0–116, 2017.

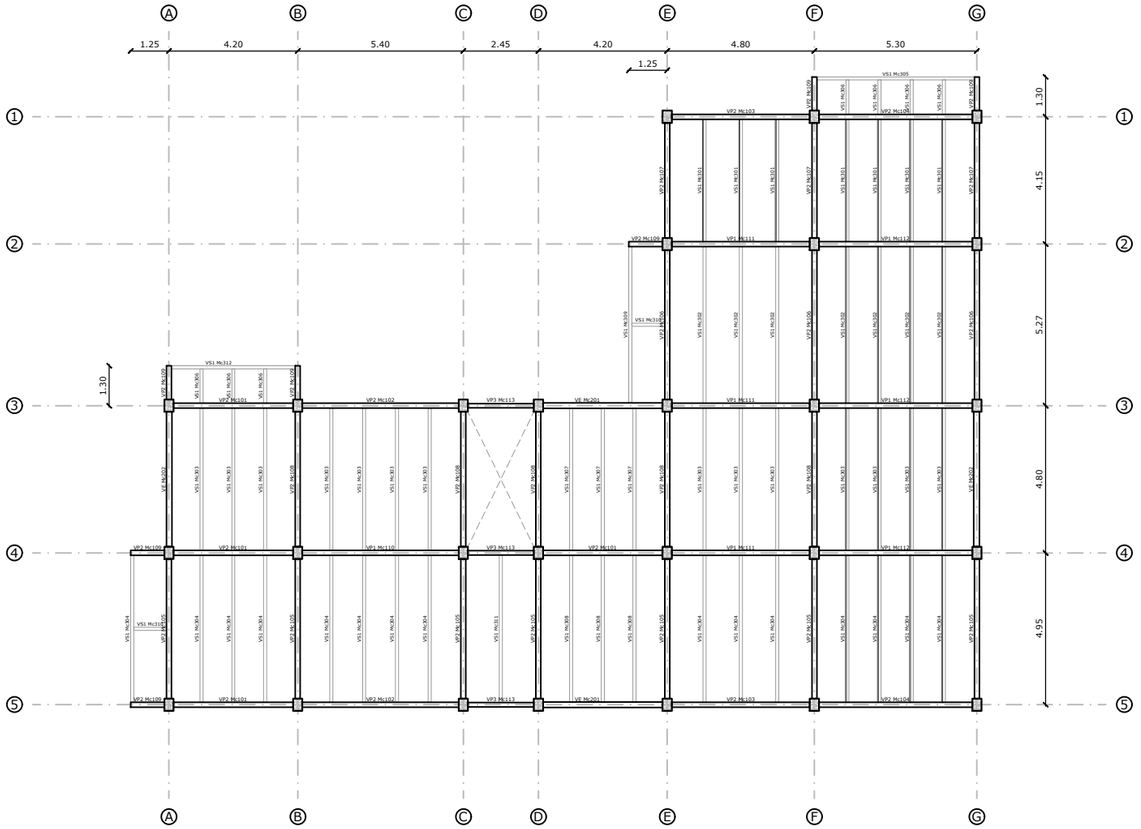
[57] V. Laghi, M. Palermo, T. Trombetti, and M. Schildkamp, “Seismic-proof buildings in developing countries,” *Front. Built Environ.*, vol. 3, August, 2017.

[58] B. Gallegos, “Diseño Basado en Desempeño,” March, 2016.

[59] G. Hart, G. Brandow, and L. Reaveley, “ATC-19 Structural Response Modification Factors”.

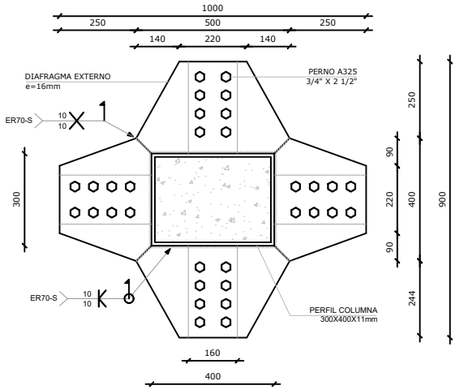
ANEXOS

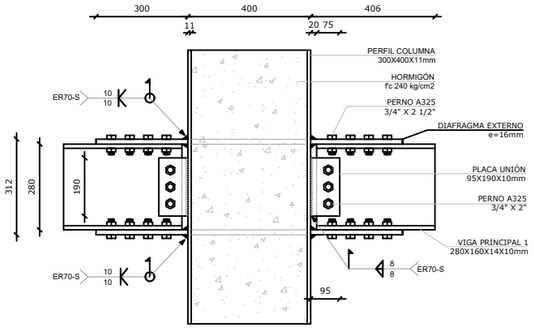
PLANOS Y DETALLES ESTRUCTURALES



DETALLE ESTRUCUTRA METÁLICA PLANTA TIPO

Esc _____1:200

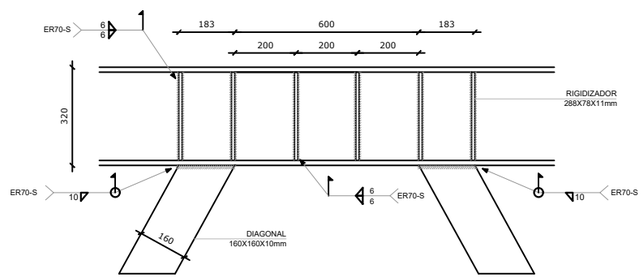


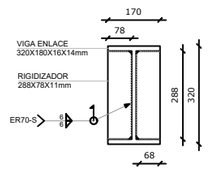


DETALLE CONEXIÓN A MOMENTO

VIGA - COLUMNA

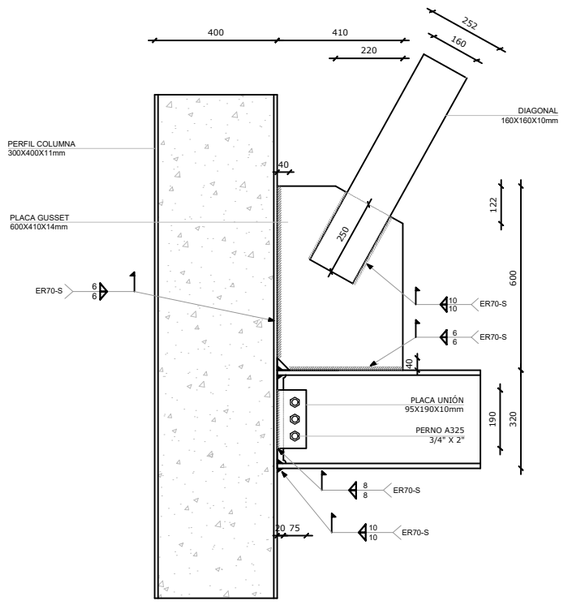
ESC_____1:20

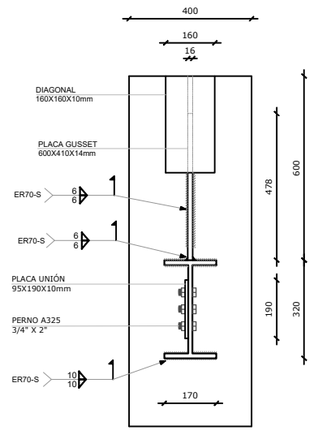




DETALLE VIGA DE ENLACE

ESC_____1:20

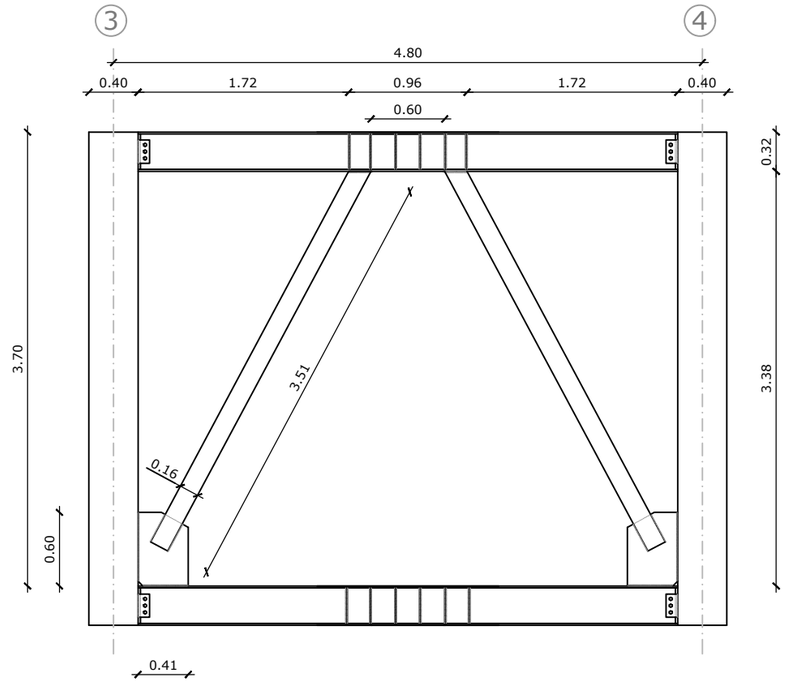




DETALLE PLACA GUSSET DIAGONAL

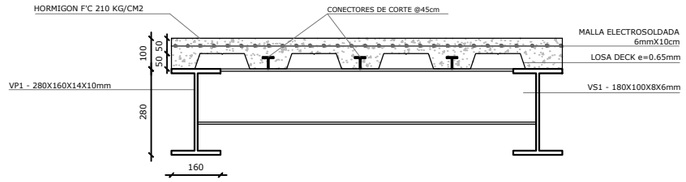
ESC_____1:20

UNIVERSIDAD TECNICA DE AMABTO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL - MENCIÓN ESTRUCTURAS METÁLICAS		
DETALLES ESTRUCTURALES PORTICO ARRIOSTRADO EXCENTRICO	UBICACIÓN: AMBATO	
REALIZADO POR: ING. JORGE BAYAS FREIRE	FECHA: SEPTIMEBRE 2024	LÁMINA: 1 DE 2
TUTOR: ING. WLADIMIR RAMíREZ MSC.	ESCALA: INDICADAS	



DETALLE PÓRTICO ARRIOSTRADO EXCENTRICO

Esc _____1:50

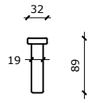


DETALLE LOSA COLABORANTE

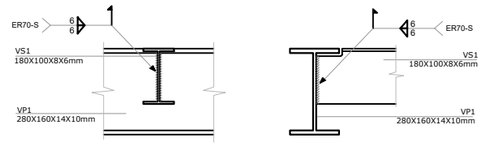
ESC_____1:20

CONECTOR DE CORTE

PERNO NELSON STUD 3/4"X3 1/2"

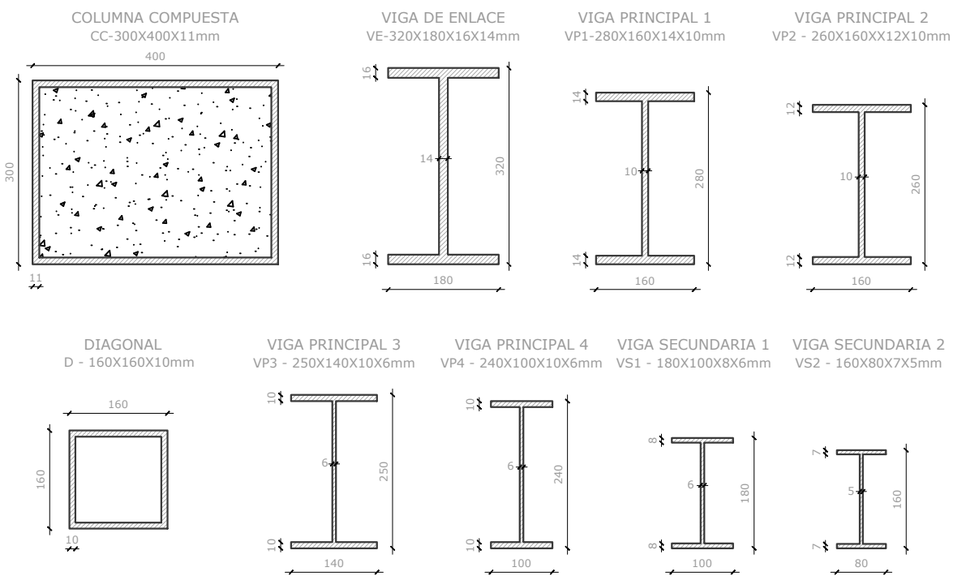


ESC_____1:10



DETALLE DE UNIÓN A CORTE
VIGA PRINCIPAL - VIGA SECUNDARIA

ESC_____1:20



DETALLE PERFILES METÁLICOS

ESC_____1:10

UNIVERSIDAD TECNICA DE AMABTO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL - MENCIÓN ESTRUCTURAS METÁLICAS		
DETALLES ESTRUCTURALES PORTICO ARRIOSTRADO EXCENTRICO	UBICACIÓN: AMBATO	
REALIZADO POR: ING. JORGE BAYAS FREIRE	FECHA: SEPTIMEBRE 2024	LÁMINA: 2 / 2
TUTOR: ING. WLADIMIR RAMíREZ MSC.	ESCALA: INDICADAS	