



UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ

**EVALUACIÓN DE LOS EFECTOS DE LAS
ACCIONES SÍSMICAS EN ESTRUCTURAS
REGULARES DE ACERO CON PÓRTICOS
CON ARRIOSTRAMIENTOS EXCÉNTRICOS
CON PERFILES TUBULARES TIPO CAJÓN
EN EL ESLABÓN**

Autor (es): Sebastiani T., Raúl A.
C.I.: 24.424.317
Toledo M., Alfredo J.
C.I.: 24.465.370

Urb. Yuma II, calle N° 3. Municipio San Diego
Teléfono: (0241) 8714240 (master) – Fax: (0241) 8712394



**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA INGENIERIA CIVIL**

**EVALUACIÓN DE LOS EFECTOS DE LAS ACCIONES SÍSMICAS EN
ESTRUCTURAS REGULARES DE ACERO CON PÓRTICOS CON
ARRIOSTRAMIENTOS EXCÉNTRICOS CON PERFILES TUBULARES
TIPO CAJÓN EN EL ESLABÓN**

**Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de
INGENIERO CIVIL**

Autor(es): Sebastiani T. Raúl A.
C.I. 24.424.317
Toledo M. Alfredo J.
C.I. 24.465.370
Tutor: Ing. Mata Ramón
C.I. 22.728.474

San Diego, Julio del 2017



Universidad José Antonio Páez
Facultad de Ingeniería

FI-TG-2017-1CR-044

Valencia, 13 de Enero de 2017.

Ciudadanos:

Sebastián Raúl

C.I. 24.424.317

Toledo Alfredo

C.I. 24.465.370

Presente.-

Cumplo con informarle que la Comisión de Trabajo de Grado y Pasantías de la Facultad de Ingeniería en su reunión N° 1-2017 de fecha 13/01/2017 aprobó el proyecto de trabajo de grado titulado **“EVALUACIÓN DE LOS EFECTOS DE LAS ACCIONES SÍSMICAS EN ESTRUCTURAS REGULARES DE ACERO CON PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS EXCÉNTRICOS CON PERFILES TUBULARES TIPO CAJÓN EN EL ESLABÓN.”** Presentado por ustedes como requisito para optar al título de Ingeniero Civil.

Se ratifica la designación del Ing. Ramón Mata, C.I. 22.728.474 y la Ing. Alicia Pizzella, C.I. 4.598.880 como Tutotes Académicos que lo asesorarán en el desarrollo de este proyecto.

Atentamente,

Prof. Marlene Zambrano

Decana (Encargada) de la Facultad de Ingeniería
(CU502 de fecha 11/10/2016)



c. c. Coordinación de Pasantías y Trabajo de Grado (2).
Archivo.

MEZ/jp



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

ACEPTACIÓN DEL TUTOR

Quien suscribe, Ingeniero Ramón Mata portador de la cédula de identidad 22.728.474 , en mi carácter de tutor del trabajo de grado presentado por los ciudadanos Sebastiani T. Raúl A.; Toledo M. Alfredo J.; portadores de la cédula de identidad 24.424.317; 24.465.370 titulado **“EVALUACIÓN DE LOS EFECTOS DE LAS ACCIONES SÍSMICAS EN ESTRUCTURAS REGULARES DE ACERO CON PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS EXCÉNTRICOS CON PERFILES TUBULARES TIPO CAJÓN EN EL ESLABÓN”**, presentado como requisito parcial para optar al título de Ingeniero Civil, considero que dicho trabajo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la presentación pública y evaluación por parte del jurado examinador que se designe.

En San Diego, a los 11 días del mes de junio del año 2017.

Ing. Ramón Mata
C.I.: 22.728.474

AGRADECIMIENTOS

A Dios por guiarme en el cumplimiento de este trabajo

A mis padres por ser un ejemplo a seguir

Al tutor académico Ing. Ramón Mata por guiar mis pasos para la realización de este trabajo y brindarme ayuda cuando la necesitaba

A mis amigos y compañeros que brindaron ayuda y apoyo para la realización de este trabajo de grado.

Raúl Sebastiani

Ante todo quiero dar gracias a Dios por ser mi guía en esta travesía

Quiero dar gracias a mis padres: José Toledo y Maris Marín que a pesar de tener cierta dificultad en la carrera ellos confiaron en mi dándome una oportunidad de nuevo y la cual les prometí que daría todo de mí, agradezco a mi padre por darme ese apoyo, guía y consejos en todo momento que a lo largo de la carrera me ayudaron a completar mi meta, y agradezco madre por siempre estar apoyándome en todo lo que decía y siempre tener todo preparado para mí lo cual fue muy importante para poder dar este paso.

Agradezco a mis hermanos por estar siempre allí para mí ya sea tanto para consejos como para guiarme y también para darme el apoyo en la universidad que a pesar de estar la situación difícil hacían un esfuerzo por darme todo lo que tenían a su alcance.

También Quiero dar gracias a María Laura Gutiérrez la cual a pesar de mi personalidad de necesidad siempre estuvo allí apoyando y brindándome lo necesarios para poder seguir adelante, sin ella parte de este trabajo no se hubiera completado ya que estuvo aconsejándome a lo largo de este trabajo, gracias por soportar todas mis boberías y necesidades, agradezco Jesús Manuel por todo el apoyo final brindado.

Agradezco a mi tutor académico el Ing. Ramón Mata por su guía y consejos a los largo de este trabajo.

Por ultimo quisiera dar gracias a todos mis amigos y compañeros por brindarme el apoyo necesario para la realización de este trabajo.

Alfredo Toledo

DEDICATORIA

A Dios y la Virgen, fuentes de amor y bondad, por guiarme en este arduo trabajo.

A mi Mama Noelia, por ser la mejor madre y siempre estar a mi lado apoyándome en el cumplimiento de mis metas.

A mi Papa, por apoyarme en el cumplimiento de este arduo trabajo

A mi hermano Mario, por ayudarme en los momentos que lo necesitaba

A familia y amigos, por estar allí en todo momento para apoyarme

Raúl Sebastiani

Quiero dedicar este trabajo a mis padres por siempre estar para mí y apoyarme en este trabajo.

A mis hermanos que son una parte fundamental de mi desarrollo y personalidad.

A María Laura Gutiérrez la cual estaría orgullosa de verme cumplir con mis metas y mis logros

A toda mi familia que quiero que se sientan orgullosos de tener un ingeniero más en la familia.

A todos mis amigos en especial Jesús Aguilar y Juan Carlos los cuales me apoyaron en todas mis decisiones y bueno soy el primero ahora les toca a ustedes

Por último dedico este trabajo a todas aquellas personas que tienen la creencia de cuando existe algo difícil de conseguir con un máximo esfuerzo todo se puede.

Alfredo Toledo

ÍNDICE GENERAL

CONTENIDO

ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE TABLAS.....	xii
ÍNDICE DE GRÁFICAS.....	xiv

CAPÍTULO

I EL PROBLEMA

1.1 Planteamiento del Problema.	3
1.2 Formulación del problema.	5
1.3 Objetivos de la Investigación.	5
1.3.1 Objetivo General.....	5
1.3.2 Objetivos Específicos.	5
1.4 Justificación de la Investigación.....	5
1.5 Alcance de la investigación.	6
1.6 Limitaciones de la Investigación.	6

II MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación.....	9
2.2 Bases teóricas	9
2.2.1 Acero	9
2.2.1.1 Historia del acero.....	9
2.2.1.2 Deformación del acero.....	10
2.2.1.3 Acero estructural.....	12
2.2.1.4 Efecto bauschinger	16
2.2.1.5 Método LRFD.....	17
2.2.2 Sismo	18
2.2.2.1 Zona sísmica	18
2.2.2.2 Parámetros de los sismos	19
2.2.2.3 Ondas sísmicas	19

2.2.3 Sismo resistencia	21
2.2.3.1 Sismo como acción de diseño.....	22
2.2.3.2 Fundamentos del diseño sismorresistente.....	22
2.2.3.3 Espectros de respuesta	23
2.2.3.4 Espectros de diseño	23
2.2.3.5 Coeficiente de reducción de respuesta estructural, factor R.....	23
2.2.4 Estructuras sismo resistentes	24
2.2.4.1 Estructuras resistentes a momento (OMF, IMF y SMF)	25
2.2.4.2 Estructuras con arriotramientos concéntricos (CBF).....	25
2.2.4.3 Estructuras con arriotramientos excéntricos (EBF)	26
2.2.4.4 Comportamiento del eslabón	28
2.2.4.5 Refuerzo transversal del eslabón	30
2.2.4.6 Efecto de la fuerza axial	31
2.2.4.7 Efecto de la losa de concreto	32
2.2.4.8 Sobretensión de enlace	33
2.2.4.9 Rigidez elástica.....	33
2.2.4.10 Rotación requerida de enlace.....	34
2.2.4.11 Análisis de Plástico y Máxima Resistencia del Pórtico.....	35
2.2.4.12 Análisis dinámico modal	38
2.2.4.13 El método de análisis dinámico con tres grados de libertad por nivel.....	38
2.3 Base Legales	39
2.4 Definiciones de términos básicos	39

III MARCO METODOLÓGICO

3.1 Tipo de Investigación	44
3.2 Diseño de investigación.....	45
3.3 Nivel de la investigación	45
3.4 Población y muestra.....	46
3.5 Técnicas e instrumento de recolección de datos.....	46
3.6 Fases Metodológicas.....	46

IV RESULTADOS	48
4.1 Describir el comportamiento de los pórticos con arriostramientos excéntricos (EBF).	48
4.1.1 Comportamiento sísmico de un pórticos arriostrado excéntricamente (EBF).....	49
4.2 Caracterizar los miembros que componen el eslabón.	49
4.2.1 Rigidizadores en los extremos del eslabón para secciones tipo I ..	50
4.2.2 Rigidizadores intermedios del eslabón para secciones tipo I	50
4.2.3 Rigidizadores en la conexión del eslabón con arriostramientos para secciones tipo cajón.....	52
4.2.4 Rigidizadores intermedios del eslabón para secciones tipo cajón. .	52
4.3 Establecer una metodología de diseño para los pórticos con arriostramientos excéntricos (EBF).....	53
4.3.1 Describir la edificación.....	53
4.3.2 Designar los elementos y materiales	55
4.3.2.1 Elementos	55
4.3.2.2 Materiales	55
4.3.3 Datos preliminares y predimensionado para pórtico EBF con enlace corto perfil I	56
4.4 Estimar los efectos de la acción sísmica mediante el modelo matemático usando un software de última generación	69
4.4.1 Parámetros de diseño	69
4.4.2 Método de análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel.....	70
4.4.2.1 Valores de diseño.....	71
4.4.2.2 Combinación de efectos.....	72
4.4.2.3 Torsión adicional	72
4.4.3 Datos Obtenidos del software de última generación	74
4.5 Realizar el análisis comparativo del sistema estructural planteado utilizando en eslabón perfiles I y Tubulares tipo cajón.	82
4.5.1 Comparación de los datos obtenidos con el software de última generación	82
4.5.2 Comparación de valores máximos.....	104
CONCLUSIONES.....	117

RECOMENDACIONES	121
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	122

ÍNDICE DE FIGURAS

CONTENIDO	PP
Figura 1. Curva Tensión – Deformación.....	11
Figura 2. Ondas Primarias (P).....	20
Figura 3. Ondas Secundarias (S).....	20
Figura 4. Ondas Love (L).....	21
Figura 5. Ondas Rayleigh (R).....	21
Figura 6. Espectro elástico de respuesta, en términos de aceleración, correspondiente al terremoto de Turquía, 17/8/1999.....	24
Figura 7. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados. excéntricamente.....	27
Figura 8. Mecanismo plástico deseable de los pórticos arriostrados excéntricamente.....	27
Figura 9. Diagrama de cuerpo libre del enlace.....	28
Figura 10. Diagrama de interacción M-V y clasificación de los enlaces en función de su longitud.....	30
Figura 11. Variaciones de las rigideces laterales con respecto a $e L$	

ÍNDICE DE TABLAS

CONTENIDO	PP
Tabla 1. Propiedades Mecánicas de los Aceros.....	13
Tabla 2. Cargas de la estructura.....	54
Tabla 3. Definición de parámetros sísmicos según COVENIN 1756-2001.....	70
Tabla 4. Derivas modelados 2 pisos.....	74
Tabla 5. Desplazamientos modelados 2 pisos.....	75
Tabla 6. Corte basal modelados 2 pisos.....	75
Tabla 7. Derivas modelados 4 pisos.....	76
Tabla 8. Desplazamientos modelados 4 pisos.....	76
Tabla 9. Corte basal modelados 4 pisos.....	77
Tabla 10. Derivas modelados 6 pisos.....	77
Tabla 11. Desplazamientos modelados 6 pisos.....	78
Tabla 12. Corte basal modelados 6 pisos.....	79
Tabla 13. Derivas modelados 8 pisos.....	80
Tabla 14. Desplazamientos modelados 8 pisos.....	80
Tabla 15. Corte basal modelados 8 pisos.....	81
Tabla 16. Derivas absolutas modelados 2 pisos Híbrido.....	83
Tabla 17. Desplazamientos máximos modelados 2 pisos Híbrido.....	83
Tabla 18. Corte basal modelados 2 pisos Híbrido.....	84
Tabla 19. Derivas absolutas modelados 2 pisos EBF.....	85
Tabla 20. Desplazamientos máximos modelados 2 pisos EBF.....	85
Tabla 21. Corte basal modelados 2 pisos EBF.....	86
Tabla 22. Derivas absolutas modelados 4 pisos Híbrido.....	87
Tabla 23. Desplazamientos máximos modelados 4 pisos Híbrido.....	88
Tabla24. Corte basal modelados 4 pisos Híbrido.....	88
Tabla 25. Derivas absolutas modelados 4 pisos EBF.....	89

Tabla 26. Desplazamientos máximos modelados 4 pisos EBF.....	90
Tabla 27. Corte basal modelados 4 pisos EBF.....	91
Tabla 28. Derivas absolutas modelados 6 pisos Híbrido.....	92
Tabla 29. Desplazamientos máximos modelados 6 pisos Híbrido.....	93
Tabla 30. Corte basal modelados 6 pisos Híbrido.....	94
Tabla 31. Derivas absolutas modelados 6 pisos.....	95
Tabla 32. Desplazamientos máximos modelados 6 pisos.....	96
Tabla 33. Corte basal modelados 6 pisos.....	97
Tabla 34. Derivas absolutas modelados 8 pisos Híbrido.....	98
Tabla 35. Desplazamientos máximos modelados 8 pisos Híbrido.....	99
Tabla 36. Corte basal modelados 8 pisos Híbrido.....	100
Tabla 37. Derivas absolutas modelados 8 pisos.....	101
Tabla 38. Desplazamientos máximos modelados 8 pisos.....	102
Tabla 39. Corte basal modelados 8 pisos.....	103
Tabla 40. Porcentajes de derivas absolutas modelados 2 pisos.....	104
Tabla 41. Porcentajes de desplazamientos máximos modelados 2 pisos.....	105
Tabla 42. Porcentajes de cortantes máximos modelados 2 pisos.....	106
Tabla 43. Porcentajes de derivas absolutas modelados 4 pisos.....	107
Tabla 44. Porcentajes de desplazamientos máximos modelados 4 pisos.....	108
Tabla 45. Porcentajes de cortantes máximos modelados 4 pisos.....	109
Tabla 46. Porcentajes de derivas absolutas modelados 6 pisos.....	110
Tabla 47. Porcentajes de desplazamientos máximos modelados 6 pisos.....	111
Tabla 48. Porcentajes de cortantes máximos modelados 6 pisos.....	112
Tabla 49. Porcentajes de derivas absolutas modelados 8 pisos.....	113
Tabla 50. Porcentajes de desplazamientos máximos modelados 8 pisos.....	114
Tabla 51. Porcentajes de cortantes máximos modelados 8 pisos.....	115

ÍNDICE DE GRÁFICAS

CONTENIDO	PP
Gráfica 1. Espectro de diseño.....	71
Gráfica 2. Derivas absolutas modelados 2 pisos Híbrido.....	83
Gráfica 3. Desplazamientos máximos modelados 2 pisos Híbrido.....	84
Gráfica 4. Corte basal modelados 2 pisos Híbrido.....	84
Gráfica 5. Derivas absolutas modelados 2 pisos EBF.....	85
Gráfica 6. Desplazamientos máximos modelados 2 pisos EBF.....	86
Gráfica 7. Corte basal modelados 2 pisos EBF.....	86
Gráfica 8. Derivas absolutas modelados 4 pisos Híbrido.....	87
Gráfica 9. Desplazamientos máximos modelados 4 pisos Híbrido.....	88
Gráfica 10. Corte basal modelados 4 pisos Híbrido.....	89
Gráfica 11. Derivas absolutas modelados 4 pisos EBF.....	90
Gráfica 12. Desplazamientos máximos modelados 4 pisos EBF.....	91
Gráfica 13. Corte basal modelados 4 pisos EBF.....	92
Gráfica 14. Derivas absolutas modelados 6 pisos Híbrido.....	93
Gráfica 15. Desplazamientos máximos modelados 6 pisos Híbrido.....	94
Gráfica 16. Corte basal modelados 6 pisos Híbrido.....	95
Gráfica 17. Derivas absolutas modelados 6 pisos EBF.....	96
Gráfica 18. Desplazamientos máximos modelados 6 pisos EBF.....	97
Gráfica 19. Corte basal modelados 6 pisos EBF.....	98
Gráfica 20. Derivas absolutas modelados 8 pisos Híbrido.....	99
Gráfica 21. Desplazamientos máximos modelados 8 pisos Híbrido.....	100
Gráfica 22. Corte basal modelados 8 pisos Híbrido.....	101
Gráfica 23. Derivas absolutas modelados 8 pisos EBF.....	102
Gráfica 24. Desplazamientos máximos modelados 8 pisos EBF.....	103
Gráfica 25. Corte basal modelados 8 pisos EBF.....	104
Gráfica 26. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 2 pisos.....	105

Gráfica 27. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 2 pisos.....	106
Gráfica 28. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 2 pisos.....	107
Gráfica 29. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 4 pisos.....	108
Gráfica 30. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 4 pisos.....	109
Gráfica 31. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 4 pisos.....	110
Gráfica 32. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 6 pisos.....	111
Gráfica 33. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 6 pisos.....	112
Gráfica 34. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 6 pisos.....	113
Gráfica 35. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 8 pisos.....	114
Gráfica 36. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 8 pisos.....	115
Gráfica 37. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 8 pisos.....	116



**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**EVALUACION DE LOS EFECTOS DE LAS ACCION SÍSMICA EN
ESTRUCTURAS REGULARES DE ACERO CON PÓRTICOS CON
ARRIOSTRAMIENTOS EXCÉNTRICOS CON PERFILES TUBULARES
TIPO CAJÓN EN EL ESLABÓN**

Autor(es): Sebastiani Raúl
Toledo Alfredo

Tutor: Ramón Mata

Fecha: Julio, 2017

RESUMEN INFORMATIVO

La presente investigación consiste en la evaluación de los efectos de las acciones sísmicas en estructuras regulares de acero arriostradas excéntricamente especialmente sobre el elemento eslabón, a través de la comparación de diferentes secciones tales como perfiles I y tubulares tipo cajón a distintas longitudes, con el objetivo de observar la eficiencia que tiene el elemento ante sollicitaciones sísmicas en límites de resistencia, ductilidad, gran capacidad de disipar energía, ser apto para resistir numerosos esfuerzo, ya sean formados por fuerzas verticales gravitatorias como los originados por fuerzas horizontales sísmicas. Esto se lograra mediante el comportamiento sismo-resistente de diferentes modelados de estructuras de acero de 2, 4, 6 y 8 pisos, asumiendo una zona sísmica moderada de nivel 5, con una forma espectral S2, donde se verá evaluado el eslabón. El diseño se realizó con un análisis dinámico bajo el diseño de edificaciones establecidas en la norma AISC 341-10.

Descriptoros: eslabón, sismo-resistencia, disipar energía.

INTRODUCCIÓN

La sismicidad en Venezuela está relacionada con la actividad de fallas que entrecruzan el país. El principal sistema de fallas sismogénicas está formado por las fallas de Boconó, San Sebastián y el Pilar, las cuales forman el límite principal entre la Placa del Caribe y la Placa de Sur América hecho causante de los sismos más severos ocurridos en el territorio nacional. Además de las fallas antes mencionadas, existen otras fallas menores tales como: Oca-Ancón, La Victoria, Úrica, entre otras, capaces de producir sismos importantes en nuestro país.

La sismicidad histórica en Venezuela revela que desde 1530 hasta el 2004 han ocurrido 131 eventos sísmicos que han causado daños en poblaciones venezolanas, lo que indica que el conocimiento de la sismicidad de una zona en particular es importante a objeto de planificar y construir viviendas de la manera más eficiente posible, minimizando el riesgo poblacional de vivir en zonas de alta amenaza sísmica.

El propósito principal de esta investigación es realizar una evaluación de los distintos efectos que pueden generar las acciones sísmicas en estructuras de regulares de acero a porticada excéntrica utilizando perfiles tubulares tipo cajón a distintas longitudes para el eslabón en distintas alturas de una estructura y a su vez compararla con el comportamiento de los perfiles I que son utilizados comúnmente en este tipo de elemento estructural. Para tal fin esta investigación se divide en cuatro capítulos.

El primer capítulo presenta el problema, la justificación del por qué se realizó está teniendo en cuenta la situación mostrada y los objetivos específicos que se tienen, los cuales orientan a un objetivo general, teniendo en cuenta un alcance y una limitación que muestra hasta donde se llegará con esta investigación.

El segundo capítulo señala los antecedentes de investigaciones que poseen relevancia con lo que se busca realizar en el presente trabajo, expone las bases teóricas, fórmulas e hipótesis con la cual se sustenta esta investigación; la evaluación

de los efectos sísmicos en sistemas estructurales de pórticos con arriostramientos excéntricos con el fin de lograr un mejor entendimiento de estos.

El tercer capítulo describe el procedimiento práctico y metodológico que seguirá la investigación, así como los elementos utilizados y técnicas de análisis en su realización.

Y por último el cuarto capítulo donde se demostramos los resultados obtenidos durante la investigación, así como las conclusiones y recomendaciones acerca de dicha investigación para futuras investigaciones.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1 Planteamiento del Problema.

Los sismos o terremotos, son vibraciones de la corteza terrestre, que pueden ser generadas por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Sin embargo, los sismos más severos y los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería, son de origen tectónico, es decir, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que esta subdividida dicha corteza. La energía que se dispersa en forma de ondas vibratorias atravesando grandes distancias sobre la corteza, son las que ponen en peligro grandes edificaciones, ocasionando desde fallas estructurales hasta colapsos enteros teniendo como consecuencia pérdidas humanas.

Durante un evento sísmico, el movimiento del suelo se transmite a la edificación a través de las fundaciones, lo que induce desplazamientos dinámicos en la estructura, lo que origina esfuerzos de tipo variable durante el periodo en el que actúa el sismo. Este movimiento es peligroso, esporádico, de duración relativamente corta y solo una parte del registro sísmico, que corresponde a la zona del movimiento fuerte es la que produce daños a las estructuras. La relación que existe entre lo anteriormente mencionado, la vulnerabilidad de la estructura; que se puede definir como el grado de daño que puede resultar de la ocurrencia de un movimiento sísmico del terreno y el peligro sísmico; que es la probabilidad que se originen en una zona movimientos sísmicos de una indudable importancia en un periodo determinado, es lo que se puede definir como riesgo sísmico.

Debido al peligro que los sismos representan, existen las estructuras sismorresistentes las cuales se diseñan y construyen con una adecuada configuración estructural, con componentes de dimensiones apropiadas y materiales con una proporción y resistencia suficientes para soportar la acción de las fuerzas causadas

por sismos frecuentes. Las estructuras a pesar de ser diseñadas y construidas cumpliendo con todos los requerimientos para un diseño sismorresistente siguiendo las normas referentes a ello, siempre podrá existir el riesgo que se manifiesten sismos con mayor magnitud que los que se han predicho, por lo cual las estructuras deben oponer resistencia para garantizar que no ocurran daños en ellas. No obstante, la sismorresistencia es una propiedad o capacidad que se proporciona a la edificación con el fin de proteger la vida y los bienes de las personas que la ocupan.

Dentro de este tipo de estructuras se encuentran los sistemas estructurales de acero, que forman parte de un sistema constructivo muy popular en varios países, donde suelen crecer dependiendo del nivel de industrialización de la región. Estas estructuras tienen una gran capacidad resistente debido al acero, lo que le confiere la posibilidad de obtener soluciones de gran importancia, unas de las posibles opciones para el diseño de estructuras sismorresistentes que permitan garantizar estructuras más seguras pueden ser los pórticos con arriostramientos excéntricos, que se caracterizan por lograr una mayor disipación de energía y a su vez obtener una buena rigidez lateral.

Los pórticos con arriostramientos excéntricos ó EBF (Eccentrically Braced Frame), disponen de riostras deliberadamente de forma tal que generan una excentricidad en la viga, donde se inducirán esfuerzos de corte y momento flectores elevados. Dichas zonas son llamadas eslabones (links) estos se diseñan para disipar energía en forma constante, haciendo que estos incurrieren en un rango inelástico para garantizar una mejor ductilidad, mientras que los miembros externos de la estructura; como pueden ser riostras, vigas colectoras y columnas, son diseñados para responder únicamente al rango plástico, dichos pórticos se diseñan con la filosofía del diseño por capacidad.

A nivel mundial se han realizado estudios sobre este tipo de estructuras con distintos tipos de eslabones utilizando perfiles I tradicionales, tubulares tipo cajón y doble C, haciendo énfasis en el diseño basado en el desempeño, donde también ha sido explorado el concepto de los eslabones reemplazables, sin embargo en Venezuela no

se poseen estructuras con dichas tipologías diseñadas para esto y las normas nacionales no contemplan la elaboración de dicho sistema estructural, es por eso que se plantea la evaluación de las estructuras sismo-resistentes con pórticos con arriostramientos excéntricos implementando perfiles tubulares tipo cajón para el eslabón

1.2 Formulación del problema.

¿Qué alternativas podría proponerse a utilizar en el eslabón en estructuras regulares de acero con pórticos con arriostramientos excéntricos?

1.3 Objetivos de la Investigación.

1.3.1 Objetivo General.

Evaluar los efectos de las acciones sísmicas en estructuras regulares de acero con pórticos con arriostramientos excéntricos con perfiles tubulares tipo cajón en el eslabón.

1.3.2 Objetivos Específicos.

Describir el comportamiento de los pórticos con arriostramientos excéntricos.

Caracterizar los miembros que componen el eslabón.

Establecer una metodología de diseño para los pórticos con arriostramientos excéntricos.

Estimar los efectos de la acción sísmica mediante el modelo matemático usando un software de última generación.

Realizar el análisis comparativo del sistema estructural planteado utilizando en eslabón perfiles I y Tubulares tipo cajón.

1.4 Justificación de la Investigación.

Venezuela, posee registros de terremotos desde el año 1530 hasta la actualidad, viéndose afectada no solo de manera material, sino también por la pérdida de vidas humanas, según la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS) “Los eventos sísmicos representan uno de los mayores riesgos

potenciales en Venezuela en cuanto pérdidas humanas y económicas. En la actualidad, el 80% de la población vive en zonas de alta amenaza sísmica, variable que aumenta el nivel de riesgo, haciéndolo cada vez mayor a medida que se eleva el índice demográfico y las inversiones en infraestructura.

Este tema fue elegido teniendo en cuenta el escaso uso de las estructuras sismorresistentes en Venezuela y obedece a una necesidad de desarrollar una evaluación de las acciones sísmicas en estructuras de acero con pórticos con arriostramientos excéntricos (EBF) con perfiles con secciones tubulares en los eslabones, con el fin de beneficiar tanto a estudiantes como profesionales o cualquier persona que busque la seguridad en las obras donde se necesiten estructuras sismorresistentes.

Con este trabajo se quiere lograr incentivar a la construcción de estructuras sismorresistentes de acero con pórticos arriostrados excéntricamente utilizando eslabones tubulares para prevenir los daños que estos fenómenos naturales impredecibles pueden ocasionar, al proporcionar de manera práctica con este análisis, una idea de cómo se comportan este tipo de estructuras con dichos eslabones. Además desde un punto de vista académico, este trabajo ayudará a investigadores de distintas áreas, al servir de referencia para el desarrollo de una tesis de investigación.

1.5 Alcance de la investigación.

Con esta investigación se pretende realizar un análisis de las estructuras de acero con pórticos con arriostramientos excéntricos con eslabones de sección tubular bajo el efecto de las acciones sísmicas, dicha investigación va dirigida tanto a nivel profesional como de pregrado que muestren interés por el ámbito sismo-resistente.

1.6 Limitaciones de la Investigación.

Esta investigación se limitará a estudiar el comportamiento de la estructuras sismo-resistentes regulares de acero arriostradas excéntricamente mediante, una análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel que se explica en el capítulo 9, sección 9.6 de la norma COVENIN-MINDUR 1756-2001, cumpliendo a su vez con las especificaciones de las normas COVENIN

2002-88, ASCE/SEI 7-10, ANSI/AISC 360-10 y 341-10, además en esta evaluación serán despreciados el diseño de los elementos de conexión.

Para el fin de esta investigación se realizará una serie de modelos matemáticos mediante un software de última tecnología para evaluar los efectos de la acción sísmica, teniendo como variable el número de niveles de la estructura, el tipo de perfil para el eslabón y la longitud de estos, siendo un total de 32 modelados con diferentes número de pisos: 2, 4, 6 y 8; tomando en cuenta una zona sísmica 5, forma espectral S2 grupo B1, Nivel de diseño 3, tipo IIIa y factor de reducción de respuesta 6 donde se aplica el Artículo 6.4.1, COVENIN 1756-2001, para luego realizar un análisis comparativo y describir su comportamiento.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación

Gwen K. (2014), realizó un trabajo especial de grado titulado: “**Enlaces de acero reemplazable fundido para pórticos arriostrados excéntricamente**”. Esta tesis describe el desarrollo de un enlace de acero fundido reemplazable con geometría que presenta una capacidad dúctil aumentada en comparación con la de los enlaces existentes de secciones laminadas o construidas. El concepto de enlace de acero fundido reemplazable elimina el fallo mecanismos típicamente observados, así como mejora la capacidad de disipación de energía y fatiga del enlace.

El eslabón EBF actúa como el fusible estructural del sistema de resistencia de carga lateral. Por lo tanto, su funcionamiento es esencial a la disipación de la energía de la estructura. Eslabones convencionales están continuos e integrales con la viga y están compuestos típicamente de secciones de ala ancha laminada o armada y pueden clasificarse como eslabones de corte o de flexión en función de rendimiento.

Por otra parte, Oyarzún J. (2012), realizó un trabajo especial de grado titulado: “**Evaluación de los parámetros de diseño para marco excéntrico**”. Dicho trabajo plantea estudiar el comportamiento sísmico de estructuras metálicas con pórticos con arriostramientos excéntricos y revisar el valor del factor de modificación de la respuesta. En específico, evaluar un coeficiente de modificación de respuesta $R = 6$, de manera de verificar que su comportamiento este bien representado.

Para el diseño de EBF se recomienda realizar simultáneamente el diseño sísmico y el diseño por capacidad. En general, el criterio que controla el diseño de la mayoría de los elementos es el diseño por capacidad. Es para esta sollicitación a la que deben verificarse vigas, columnas y diagonales.

En cambio, los eslabones deben verificarse según el diseño sísmico. Como las fuerzas debido al diseño por capacidad controlan el diseño del resto de la estructura,

se sugiere ajustar lo mejor posible la capacidad del eslabón, especialmente la capacidad al corte del eslabón. Es recomendable también comenzar con el diseño sísmico del eslabón y después seguir con el diseño por capacidad de vigas, columnas y diagonales.

Para las columnas ubicadas en edificios altos se sugiere realizar un diseño preliminar usando perfiles del mayor tamaño posible. De este modo cualquier reducción que se demuestre en el análisis no lineal va a alcanzar a suplir la demanda de compresión. Cualquier mejora que se quiera realizar en el diseño de las columnas puede partir de esta base.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Acero

Según el Ingeniero Jorge F. Ma San Zapata, “El acero es una aleación de hierro con pequeñas cantidades de otros elementos, es decir, hierro combinado con un 1% aproximadamente de carbono, y que hecho ascuas y sumergido en agua fría adquiere por el temple gran dureza y elasticidad”. El acero se caracteriza por su gran resistencia, contrariamente a lo ocurre con el hierro, Este resiste muy poca a la deformación plástica, por estar constituida solo con cristales de ferrita; cuando se alea con el carbono, se forman estructuras cristalinas diferentes, lo que permiten un gran incremento de su resistencia.

El Acero es uno de los materiales de fabricación y construcción más versátil y adaptable. Ampliamente usado y a un precio relativamente bajo, el Acero combina la resistencia y la trabajabilidad, lo que se presta a fabricaciones diversas. Asimismo sus propiedades pueden ser manejadas de acuerdo a las necesidades específicas mediante tratamientos con calor, trabajo mecánico, o mediante aleaciones.

2.2.1.1 Historia del acero

No se tiene a ciencia cierta un indicio de cuál fue la fecha exacta de la elaboración de los primeros aceros, pero se identifican productos elaborados de acero, en el año 3000 A.C., sin embargo los primeros aceros producidos con características

similares de calidad al acero actual fueron obtenidos por Sir Henry Bessemer en 1856 con la ayuda de un proceso por el diseñado utilizando fósforo y azufre, sin embargo debido a la necesaria presencia de estos elementos, ha caído en desuso, siendo sustituido por el sistema inventado por Sir William Siemens en 1857 el cual descarburiza la aleación de acero con la ayuda de óxido de hierro.

2.2.1.2 Deformación del acero

Muchos materiales alcanzan un estado en el cual la deformación comienza a crecer rápidamente sin que haya un incremento correspondiente en el esfuerzo. Tal punto recibe el nombre de punto de cedencia.

Para estudiar el comportamiento mecánico de los materiales, se recurre a la experimentación sometiendo a los mismos a esfuerzos progresivos y registrando la deformación resultante. Estos datos se expresan en diagramas como los de la Figura 1. Puede apreciarse un tramo de la curva donde el esfuerzo es directamente proporcional a la deformación.

Este comportamiento constituye la ley de Hooke, que aplica solo para pequeñas deformaciones, hasta un límite denominado límite de proporcionalidad, representado en la Figura 1. En este tramo, el comportamiento del material es elástico, esto es, si se disminuye el esfuerzo aplicado lentamente, se recorre el mismo tramo de la curva en sentido contrario, hasta alcanzar el punto de origen donde el esfuerzo y la deformación son nulos. La proporcionalidad entre el esfuerzo y la deformación en el tramo de la Ley de Hooke permite definir el módulo de elasticidad (E). Este módulo es la constante de proporcionalidad, de manera que:

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

Donde el módulo de elasticidad (E) es positivo y presenta las mismas unidades es adimensional. El valor del módulo de elasticidad es característico para distintos materiales, por lo que puede utilizarse para comparar las características mecánicas de los mismos.

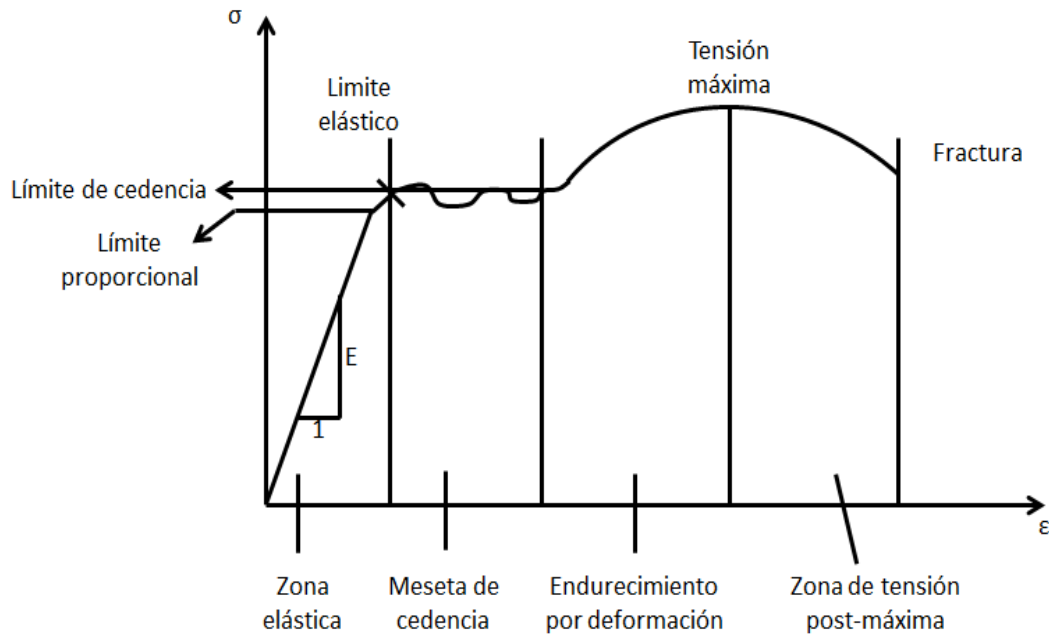


Figura 1. Curva Tensión – Deformación.

Fuente: Imágenes Internet

Zona elástica

La zona elástica es la parte donde al retirar la carga el material regresa a su forma y tamaño inicial, en casi toda la zona se presenta una relación lineal entre la tensión y la deformación y tiene aplicación la ley de Hooke. La pendiente en este

deja de ser lineal se llama límite proporcional. El valor de la tensión en donde termina la zona elástica, se llama límite elástico, y a menudo coincide con el límite proporcional en el caso del acero.

Meseta de cedencia

Región en donde el material se comporta plásticamente; es decir, en la que continúa deformándose bajo una tensión "constante" o, en la que fluctúa un poco alrededor de un valor promedio llamado límite de cedencia.

Endurecimiento por deformación

Zona en donde el material retoma tensión para seguir deformándose; va hasta el punto de tensión máxima, llamado por algunos tensión o resistencia última por ser el último punto útil del gráfico.

Zona de tensión post-máxima

En éste último tramo el material se va poniendo menos tenso hasta el momento de la fractura. La tensión de fractura es llamada también tensión última por ser la última tensión que soportó el material.

2.2.1.3 Acero estructural

Este tipo de acero se fabrica industrialmente para asegurar un adecuado control de calidad. Posee una gran resistencia, rigidez y ductilidad, por lo que es muy usado en construcciones sismorresistentes. Las técnicas siderúrgicas modernas han permitido el desarrollo de una amplia variedad de aceros, donde gran parte de sus características físicas y usos dependen del porcentaje de carbono que se presenta en la aleación. Básicamente, mientras más carbono tenga la aleación, mayor será su resistencia pero menor su ductilidad.

Los aceros estructurales se pueden clasificar diferente dependiendo de la norma que se utilice, por ejemplo: La norma venezolana COVENIN (Comisión Venezolana de Normas Industriales), la estadounidense ASTM (American Society of Testing Materials), la alemana DIN (Deutsches Institut für Normung , entre otras. A continuación, se adjunta una tabla con las características de los aceros que son más comunes, según las normas COVENIN, DIN y ASTM (Ver Tabla 1).

Ventajas del acero como elemento estructural

La Supuesta perfección de este metal, tal vez el más versátil de todos los materiales estructurales, parece más razonable cuando se considera su gran resistencia, poco peso, facilidad de fabricación y otras propiedades conveniente. Estas y otras ventajas del acero estructural se analizarán con más detalles a continuación.

Tabla 1. Propiedades Mecánicas de los Aceros

Norma	Designación	Fy Kgf/cm ²	Fu Kgf/cm ²	nota
COVENIN	AE-25	2500	3700	1
COVENIN	AE-35	3500	5200	2
Din	St-37	2400	3700	1
Din	St-52	3600	5200	2
Astm	A 36	2530	4080	1
Astm	A 588	3520	4930	2,3
Astm	A 500GrC	3520	4360	2,5
Astm	A 500GrC	3240	4360	2,6
Astm	A572Gr42	2950	4220	2
Astm	A572Gr50	3520	4570	2
Astm	A572Gr60	4220	5270	2
Astm	A527Gr65	4570	5620	2
Astm	A53B	2460	4220	1,4
Astm	A992	3520	4570	2,7

Notas:

- 1 - Acero estructural al carbono corriente.
- 2 - Acero estructural de alta resistencia y baja aleación.
- 3 - Acero resistente a la corrosión.
- 4 - Tubería electro soldada redonda.
- 5 - Tubos rectangulares formados en frío.
- 6 - Tubos rectangulares formados en frío.
- 7 -

Alta resistencia

La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras, esto es de gran importancia en puentes de grandes luces, en edificios altos y en estructuras con condiciones deficientes en la cimentación.

Uniformidad

Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como es el caso de las estructuras de concreto.

Elasticidad

El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, debido a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastantes altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero se pueden calcular exactamente, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto reforzado son relativamente imprecisos.

Durabilidad

Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado duraran definitivamente. Investigaciones realizadas en los aceros modernos, indican que bajo ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pintura.

Ductilidad

Es la propiedad que tiene un material para soportar grandes deformaciones sin fallar bajo esfuerzos de tensión altos. Cuando se prueba a tensión un acero dulce o con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de la sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente la fractura. Un material que no tenga esta propiedad por lo general es inaceptable y probablemente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino.

En miembros estructurales sometidos a cargas normales se desarrollan altas concentraciones de esfuerzos en varios puntos. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente en esos puntos, evitándose así

fallas prematuras. Una ventaja adicional de las estructuras dúctiles es que, al sobrecargarlas, sus grandes deflexiones ofrecen evidencia visible de la inminencia de la falla.

Tenacidad

Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. Un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será capaz de resistir grandes fuerzas. Esta es una característica muy importante porque implica que los miembros de acero pueden someterse a grandes deformaciones durante su fabricación y montaje, sin fracturarse, siendo posible doblarlos, martillarlos, cortarlos y taladrarlos sin daño aparente. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.

Desventajas del acero como elemento estructural

Corrosión

La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua y, por consiguiente deben pintarse periódicamente. Sin embargo, el uso de aceros intemperizados para ciertas aplicaciones, tiende a eliminar este costo.

Aunque los aceros intemperizados pueden ser bastantes efectivos en ciertas situaciones para limitar la corrosión; existen muchos casos donde usarlos no es muy factible. En algunas de estas situaciones, la corrosión puede ser un problema real. Un ejemplo, las fallas por corrosión-fatiga pueden ocurrir si los miembros de acero se someten a esfuerzos cíclicos y ambientes corrosivos. La resistencia a la fatiga de los miembros de acero puede reducirse apreciablemente cuando los miembros se usan en ambientes químicos agresivos y sometidos a cargas cíclicas.

Costo de la protección contra el fuego

Aunque los miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente en temperaturas que comúnmente se alcanzan en incendios, cuando los otros materiales de un edificio se queman. Han ocurrido

muchos incendios devastadores en inmuebles vacíos en los que el único material combustible es el mismo inmueble. Además, el acero es un excelente conductor del calor, de manera que los miembros de acero sin protección pueden transmitir suficiente calor de una sección o comportamiento incendiando de un edificio a secciones adyacentes del mismo edificio e incendiar el material presente. En consecuencia, la estructura de acero de un edificio debe protegerse mediante materiales con ciertas características aislantes, y el edificio deberá acondicionarse con un sistema de rociadores para que cumplan con los requisitos de seguridad del código de construcciones de la localidad donde se encuentre.

Susceptibilidad al pandeo

Cuando más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, tanto mayor es el peligro de pandeo. En mayoría de las estructuras, el uso de columnas de acero es muy económico debido a sus relaciones elevadas de resistencia a peso. Sin embargo, en forma ocasional, se necesita algún acero adicional para rigidizarlas y que no se pandeen.

Fatiga

Otra característica inconveniente del acero es que su resistencia se puede reducir si se comete a un gran número de inversiones del sentido del esfuerzo, o bien, a un gran número de cambios en la magnitud del esfuerzo de tensión. (Solo presenta fatiga cuando están presentes tensiones).

Fractura frágil

Bajo ciertas condiciones, el acero puede perder su ductilidad y la fractura frágil puede ocurrir en lugares de concentración de esfuerzos. Las cargas que producen fatiga y muy bajas temperaturas agravan la situación. Las condiciones de esfuerzo triaxial también pueden conducir a la fractura frágil.

2.2.1.4 Efecto bauschinger

Es un fenómeno relacionado con irreversibilidad y la trayectoria de la deformación plástica que dice, cuando un metal se deforma de manera plástica en tensión e inmediatamente después es deformado en compresión, el esfuerzo de

cedencia en compresión es menor que el negativo del esfuerzo de cedencia en tensión.

2.2.1.5 Método LRFD

El método LRFD (Load and Resistance Factor Design) para edificaciones con estructuras de acero es el que gobierna el diseño y proyección de edificaciones con pórticos de acero; es un método basado en estados límites, a los estados límites se los puede definir como la descripción de la condición en la cual la estructura o parte de ella ya no cumple más su función.

Existen dos tipos de estados límite, uno son los estados límite de servicio, mediante estos se representan aspectos de uso, ocupación, como las deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos. El otro tipo son los estados límites de resistencia están basados en la seguridad o capacidad de carga de la estructura, incluye la resistencia plástica, la de pandeo, de fractura, de fatiga, etc. Se debe procurar que la estructura diseñada tenga la capacidad de soportar tanto cargas de diseño últimas como también las cargas de servicio.

Factores de carga

La función principal de los factores de carga es dar un incremento a las cargas, de manera que podamos considerar la incertidumbre que tengamos al momento de calcular las cargas vivas y muertas. El factor para cargas muertas es menor al correspondiente para cargas vivas, ya que las cargas muertas pueden ser estimadas con mayor precisión que las cargas vivas.

Factores de resistencia

Para poder acercarnos a una estimación más precisa de la resistencia última de una estructura, es importante considerar las incertidumbres en cuanto a la resistencia de los materiales de construcción, para este proceso lo que se debe hacer es multiplicar la resistencia última teórica o nominal de cada elemento analizado por un factor ϕ de resistencia, el cual es menor que 1, para columnas el valor es igual a 0.85, en elementos a tensión es 0.75 o 0.90 y para flexión o corte en vigas igual a 0.90.

2.2.2 Sismo

Un sismo es un movimiento súbito e impredecible de una parte de la corteza terrestre, ocasionado por fuerzas que tienen su origen en el interior de la Tierra. Pueden ser de origen tectónico, producidos por el desplazamiento de bloques de la litosfera, o volcánico, producido por la extrusión de magma hacia la superficie. En ambos casos, hay una liberación de energía acumulada que se transmite en forma de ondas elásticas, causando vibraciones y oscilaciones a su paso a través de las rocas sólidas del manto y la litosfera hasta “arribar” a la superficie terrestre.

El punto de origen de un sismo se denomina foco o hipocentro. El epicentro es el punto de la superficie terrestre que se encuentra directamente sobre el hipocentro. Dependiendo de su intensidad y origen, un sismo puede causar desplazamientos de la corteza terrestre, corrimientos de tierras, tsunamis o la actividad volcánica. Para medir la energía liberada por un terremoto se emplean diversas escalas, entre ellas, la escala de Richter es la más conocida y utilizada por los medios de comunicación.

Los sismos pueden ser superficiales, intermedios o profundos, dependiendo de su localización. En relación a este punto hay diferentes criterios, sin embargo, citaremos a Bruce Bolt, quien localiza los sismos superficiales en la franja que va desde 0-70 km, los intermedios entre 70-300 km, y los profundos entre 300-700 km. En el caso de Venezuela, casi todos los sismos destructores han sido de origen superficial, ejemplos lo constituyen el de Cariaco (09 de Julio de 1997) y el de Caracas (29 de Julio de 1967). Otro sismo superficial es el que se sintió en Caracas y zonas circunvecinas el 31 de octubre de 2001.

2.2.2.1 Zona sísmica

Las zonas sísmicas son los lugares donde se produce el movimiento continuo de las placas tectónicas que sus movimientos pueden ocurrir en mayor o menor intensidad, a los fines de la aplicación de la norma de Edificaciones Sismorresistentes, el país ha sido dividido en ocho zonas.

2.2.2.2 Parámetros de los sismos

Magnitud

Es una medida de la cantidad de energía liberada durante un sismo, se calcula directamente a partir del registro obtenido durante el sismo en un sismómetro. El concepto de magnitud fue introducido en 1935 por Charles Francis Richter, sismólogo del Instituto de Tecnología de California, para clasificar los sismos locales y así poder estimar dicha energía liberada.

Intensidad

Es una medida del poder destructor de un movimiento, determinado a través de observaciones personales de los daños causados a personas, construcciones y a la topografía del terreno. La intensidad a diferencia de la magnitud puede tomar diferentes valores para un mismo sismo.

Inicialmente, el esfuerzo para determinar el tamaño de un sismo estuvo basado necesariamente en las observaciones de los efectos del sismo. La primera escala de intensidad fue elaborada en 1883 por M. de Rossi y F. Forel y reagrupa los efectos del sismo en 10 grados de intensidad.

2.2.2.3 Ondas sísmicas

Son oscilaciones que se propagan desde una fuente (foco o hipocentro) a través de un medio material elástico (sólido y líquido) transportando energía mecánica. Se clasifican en Corpóreas y Superficiales. Las Corpóreas viajan por el interior de la Tierra y se clasifican en Primarias (P) y Secundarias (S). Las Superficiales, como su nombre lo indica, se desplazan por la superficie del planeta y se dividen en Ondas Love (L) y Ondas Rayleigh (R).

Tipos de Ondas

Ondas primarias (P)

Son las primeras en alcanzar la superficie terrestre. Viajan a través de rocas sólidas y materiales líquidos, siendo sus vibraciones longitudinales. Su efecto es similar a una estampida sónica que retumba y hace vibrar las ventanas. (Ver Figura 2)

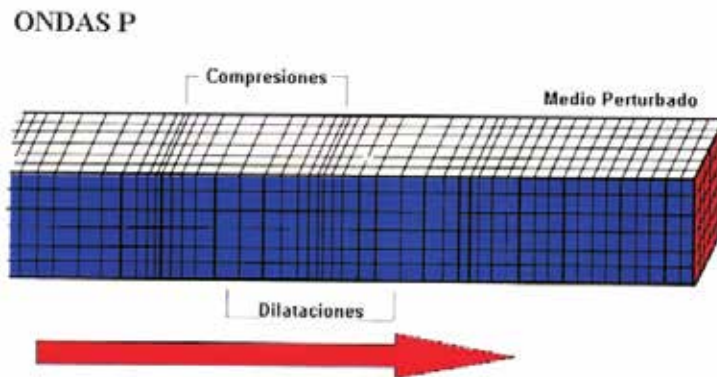


Figura 2. Ondas Primarias (P)
Fuente: Pág. Web Funvisis

Ondas secundarias (S)

Viajan más lento que las ondas P, por lo que arriban con posterioridad a la superficie terrestre. Producen movimientos de las partículas sólidas en dirección perpendicular al sentido de propagación. No se propagan a través de las partes líquidas de la tierra. Su movimiento es de arriba abajo y de lado a lado, sacudiendo la superficie del suelo vertical y horizontalmente. Este es el movimiento responsable del daño a las estructuras. (Ver Figura 3).

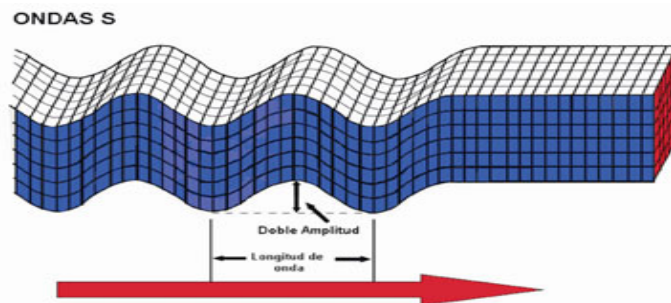


Figura 3. Ondas Secundarias (S)
Fuente: Pág. Web Funvisis

Ondas love (L)

Su movimiento es el mismo que el de las Ondas S, sólo que restringido a los intervalos de interacción entre las diferentes capas de la superficie terrestre. Viajan más rápido que las Ondas Rayleigh. (Ver Figura 4)

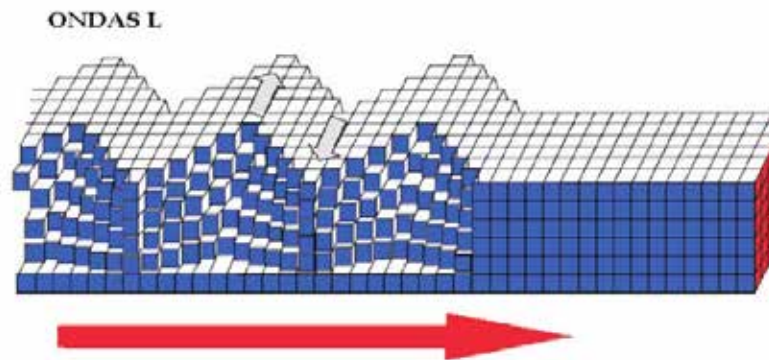


Figura 4. Ondas Love (L)

Fuente: Pág. Web Funvisis

Ondas Rayleigh (R)

Tienen una trayectoria elíptica en el plano vertical orientado en la dirección en que viajan las ondas. (Ver Figura 5)

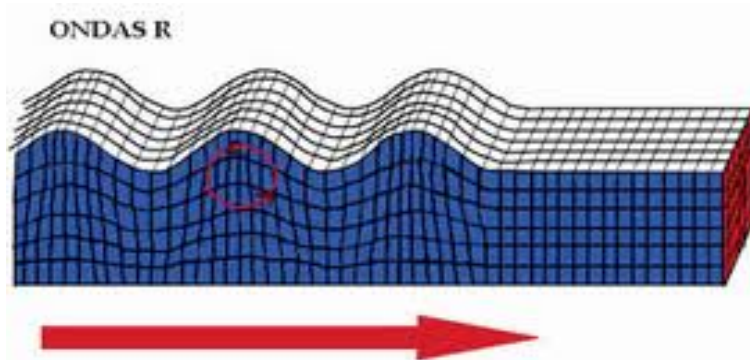


Figura 5. Ondas Rayleigh (R)

Fuente: Pág. Web Funvisis

2.2.3 Sismo resistencia

La sismo-resistencia es una propiedad o atributo con la que se dota a una edificación, mediante la aplicación de tectónicas de diseño de su configuración geométrica y la incorporación en su constitución física, de componentes estructurales especiales que la capacitan para resistir las fuerzas que se presentan durante un movimiento sísmico, lo que se traduce en protección de la vida de los componentes y de la integridad del edificio mismo.

2.2.3.1 Sismo como acción de diseño

Los sismos son eventos con baja probabilidad de ocurrencia y sus consecuencias pueden ser tremendas en términos de destrucción y del sufrimiento que provocan. Por estas razones el diseño de estructuras sismorresistentes presenta particularidades que lo distinguen del diseño para otro tipo de acciones como cargas gravitatorias o viento.

El fenómeno sísmico es un problema netamente dinámico, si bien los primeros métodos para su consideración se basaron en conceptos estáticos. Es así que surgió el método de las fuerzas estáticas equivalentes, que aún hoy se aplica para estructuras relativamente simples (la mayoría de los códigos permiten su aplicación para construcciones de baja y mediana altura y de configuración aproximadamente regular). En este método, el efecto vibratorio del sismo se reemplaza por fuerzas laterales que, en general, siguen una distribución creciente con la altura. El corte basal sísmico se determina a partir de un coeficiente sísmico (igual a la aceleración horizontal dividida la aceleración de la gravedad, g) multiplicado por el peso total de la construcción, incluyendo las sobrecargas de uso.

2.2.3.2 Fundamentos del diseño sismorresistente

Los movimientos sísmicos, a diferencia de otras solicitaciones que actúan sobre las estructuras, no corresponden a fuerzas de acción directa, como en los casos de empujes del terreno o líquidos, presiones como el viento, las cargas vivas y sobre cargas.

Durante un sismo, el movimiento del suelo se transmite al edificio a través de las fundaciones, lo que induce desplazamientos dinámicos en las estructuras, los que originan esfuerzos de tipo variable durante el intervalo de tiempo que actúa el sismo. El Movimiento es caótico, ocurre esporádicamente, su duración es breve y solo una parte del registro sísmico, que corresponde a la zona de movimiento fuerte es la que produce daños a las estructuras.

2.2.3.3 Espectros de respuesta

Se han definido diversos parámetros e indicadores para cuantificar los sismos y sus efectos. Desde el punto de vista estructural, la aceleración es uno de los parámetros más importante para el diseño sismorresistente, más precisamente a través de los espectros de aceleración. A través de ellos, se define la amenaza sísmica de una zona o región a los efectos del diseño sismorresistente. En forma general, puede definirse espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura de un oscilador de un grado de libertad.

El espectro de respuesta elástica representa el máximo de un parámetro de respuesta (aceleración, desplazamiento, etc.) para osciladores simples de un grado de libertad. En la Figura 6 se presenta el gráfico correspondiente a un espectro de aceleración.

2.2.3.4 Espectros de diseño

Debido a que los espectros de respuesta representan el efecto de un solo registro de aceleración, no pueden usarse para el diseño. Por esta razón, los reglamentos sismorresistentes utilizan espectros de diseño. Éstos presentan dos características principales: (i) consideran la peligrosidad sísmica de una zona o región y (ii) son curvas suavizadas, es decir, no presentan las variaciones bruscas propias de los espectros de respuesta. (Ver Figura 6)

2.2.3.5 Coeficiente de reducción de respuesta estructural, factor R

El factor de reducción de respuesta es proporcional a la ductilidad, la sobre resistencia y la disipación de energía que el sistema estructural sismo-resistente posea, por lo tanto, para sistemas más dúctiles con un mayor valor de R, la carga sísmica lateral de diseño será inferior que en los sistemas con un factor R menor son más vulnerables sísmicamente. Las fuerzas sísmicas de diseño determinadas de esta manera están destinadas a ser utilizadas directamente con el método LRFD. El límite

inferior más conservados para el valor del factor R es igual a 1 el cual corresponde a una respuesta lineal elástica pura y las fuerzas sísmicas más altas posibles.

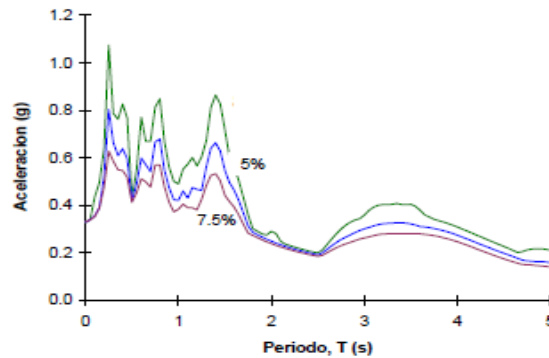


Figura 6. Espectro elástico de respuesta, en términos de aceleración, correspondiente al terremoto de Turquía, 17/8/1999.

Fuente: Crisafulli, Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero.

2.2.4 Estructuras sismo resistentes

Se dice que una edificación es sismorresistente cuando se diseña y construye con una adecuada configuración estructural, con componentes de dimensiones apropiadas y materiales con una proporción y resistencia suficientes para soportar la acción de las fuerzas causadas por sismos frecuentes. Aun cuando se diseñe y construya una edificación cumpliendo con todos los requisitos que indican las normas de diseño y construcción sismo resistente, siempre existe la posibilidad de que se presente un sismo aún más fuerte que los que han sido previstos y que deben ser resistidos por la edificación sin que ocurran daños.

Por esta razón no existen edificios totalmente sismorresistentes. Sin embargo, la sismorresistencia es una propiedad o capacidad que se otorga a la edificación con el fin de proteger la vida y las personas de quienes la ocupan. Aunque se presenten daños, en el caso de un sismo muy fuerte, una edificación sismorresistente no colapsará y contribuirá a que no haya pérdidas de vidas y pérdida total de la propiedad. Existen distintos tipos de estructura que según la configuración de los elementos tendrá un comportamiento diferente ante acciones sísmicas, estas estructuras están comprendidas por: estructuras resistentes a momento, con arriostramientos concéntricos y excéntricos.

2.2.4.1 Estructuras resistentes a momento (OMF, IMF y SMF)

Los pórticos no arriostrados, o pórticos a momentos, están formados por distintos componentes que se vinculan entre sí para formar una estructura resistente; usualmente los componentes principales son rectilíneos y se disponen en posición vertical (columnas) y horizontal (vigas). Desde el punto de vista estructural, y a los efectos del diseño, se deben considerar los siguientes componentes: vigas, columnas, conexiones viga-columnas, panel nodal (o zona panel), empalmes y base de columnas. Dentro de este tipo de estructuras existen los pórticos ordinarios ó OMF (Ordinary Moment Frame), intermedios ó IMF (Intermediate Moment Frame) y especiales ó SMF (Special Moment Frame). Los OMF no necesitan cumplir con los requisitos sismorresistentes y sus columnas pueden conectarse por su eje débil, a diferencia de los SMF que deben cumplir con todos los requisitos sismorresistentes y sus columnas sólo se pueden conectar por su eje fuerte.

Las distintas cargas que actúan sobre los pórticos no arriostrados inducen esfuerzos internos, controlando el diseño los momentos flectores. Para el caso particular de la acción sísmica los momentos flectores desarrollan sus valores máximos en los extremos de vigas y columnas, donde pueden formarse rótulas plásticas para permitir la disipación de energía por fluencia del acero. Consideraciones analíticas y experimentales indican que se puede lograr una excelente respuesta estructural si se induce, a través del diseño, la formación de un mecanismo de “viga débil-columna fuerte”. En este mecanismo, las rótulas plásticas se forman en los extremos de las vigas, mientras las columnas permanecen en rango elástico (con excepción de la base de las columnas).

2.2.4.2 Estructuras con arriotramientos concéntricos (CBF)

Los pórticos de acero con arriotramientos concéntricos ó CBF (Concentrically Braced Frame), representan una solución estructural conveniente para suministrar resistencia y rigidez lateral en edificios de baja y mediana altura. Este tipo de

estructura se caracteriza porque los ejes centrales de los miembros componentes se cortan en un punto, formando así una estructura reticulada.

Es por ello que las acciones laterales de viento y sismo inducen, principalmente, esfuerzos axiales en los miembros del pórtico arriostrado. El sistema se destaca por su elevada rigidez lateral, la que permite controlar adecuadamente los desplazamientos laterales para cumplir los requerimientos de diseño.

Las especificaciones de diseño modernas consideran que las riostras diagonales pueden desarrollar deformaciones inelásticas durante la ocurrencia de un terremoto severo. De esta forma, la estructura dispone de capacidad para disipar energía bajo la acción del sismo, mediante sucesivos ciclos de fluencia por tracción y pandeo global en compresión (con formación de rótulas plásticas en la zona central y en los extremos de las riostras). La estrategia de diseño asegura que el resto de la estructura (columnas, vigas y conexiones) posea la capacidad suficiente para resistir las cargas gravitatorias, aun cuando las riostras hayan sufrido daño.

2.2.4.3 Estructuras con arriostramientos excéntricos (EBF)

Los pórticos con arriostramientos excéntricos ó EBF (Eccentrically Braced Frame), son sistemas estructurales en donde las fuerzas axiales inducidas en los arriostramientos son transferidas ya sea a una columna o a otra riostra a través de corte y flexión en una pequeña sección de la viga.

Arquitectónicamente estos proveen más libertad para aperturas de puertas que los pórticos con arriostramientos concéntricos. Geometrías típicas de los pórticos con arriostramientos excéntricos se muestran en la siguiente figura (Ver figura 7). El segmento de viga crítica es llamado eslabón y está diseñado para una longitud e .

Los eslabones actúan como fusibles estructurales para disipar la energía inducida por un sismo en una estructura de manera estable. En aplicaciones prácticas, los eslabones horizontales son usados comúnmente. Existen configuraciones donde en un pórtico con arriostramiento excéntrico el eslabón no existe en todos los pisos. También otras donde los eslabones están orientados verticalmente; por lo tanto, a diferencia de las otras configuraciones, este no está integrado a las vigas. Y otras

donde los eslabones están conectados a las columnas. Las conexiones viga-columna son vulnerables a fractura frágil, ya que estas están sujetas a alto momento y alto corte. Por esta razón, es altamente recomendable que este tipo de configuraciones se eviten. (Ver Figura 8)

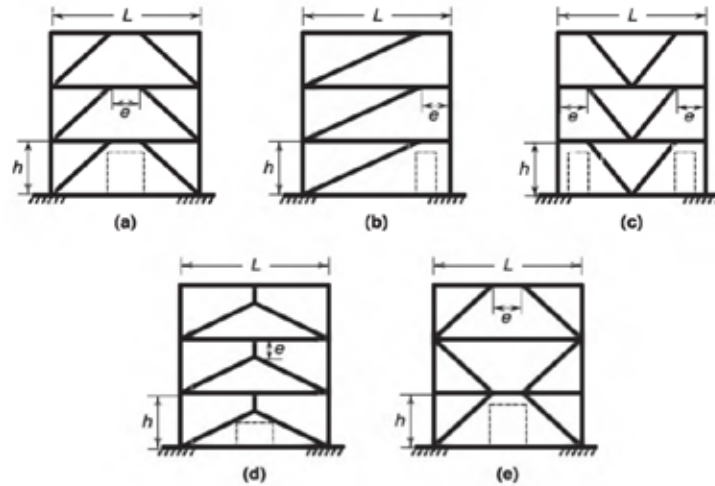


Figura 7. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente.
 Fuente: Bruneau, *Ductile design of steel structures*, 2nd Ed.

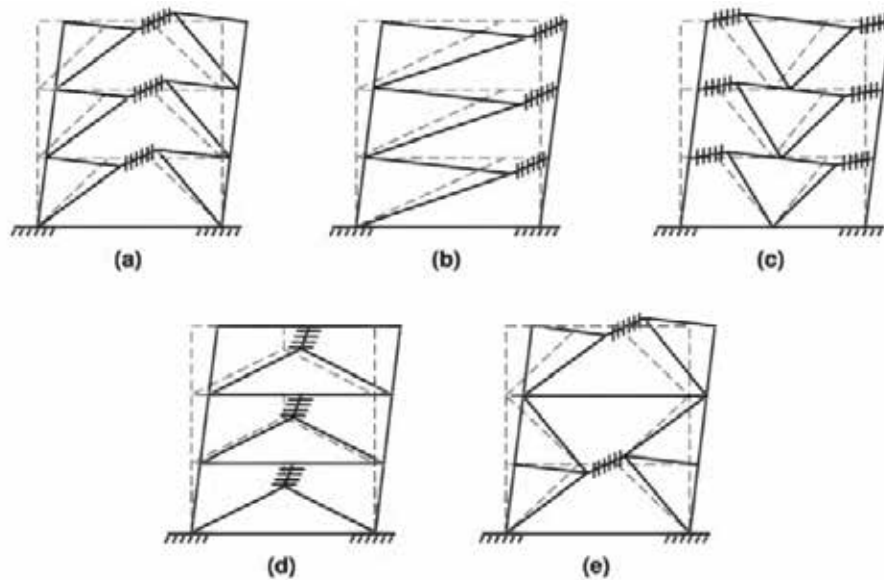


Figura 8. Mecanismo plástico deseable de los pórticos arriostrados excéntricamente.
 Fuente: Bruneau, *Ductile design of steel structures*, 2nd Ed

2.2.4.4 Comportamiento del eslabón

Por efectos de la acción sísmica los eslabones están sometidos a grandes esfuerzos de flexión y corte, donde la relación entre estos determina el comportamiento que tendrá el eslabón. Cuando los esfuerzos internos del eslabón se incrementan, se forman rotulas plásticas por flexión en los extremos al alcanzar el momento de plastificación del eslabón M_p , o también se puede formar una rotula de corte cuando las cortantes alcanzan la resistencia de corte correspondiente al estado límite de cedencia del alma V_p . El momento de plastificación del eslabón y la resistencia de corte se pueden calcular para AISC 341 (AISC 2010) con las siguientes ecuaciones:

$$M_p = F_Y \times Z$$

$$V_p = 0.6 \times F_Y \times A_{tw}$$

Donde el área A_{tw} se calcula con las siguientes ecuaciones, válidas para secciones I y secciones cajón armadas, respectivamente:

$$A_{tw} = (d - t_f) \times t_w$$

$$A_{tw} = 2 \times (d - t_f) \times t_w$$

Donde t_f es el espesor del ala y t_w el espesor del alma.

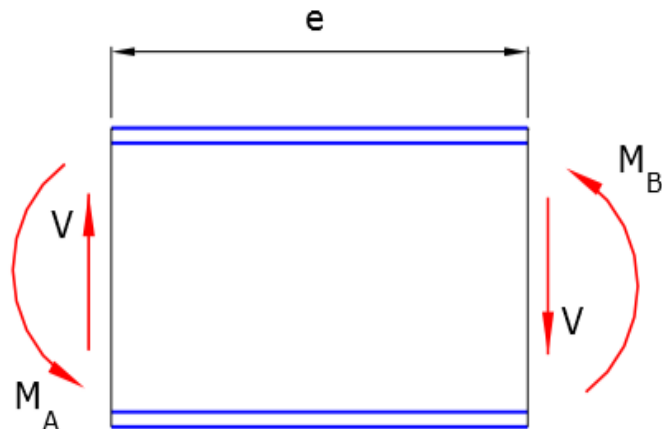


Figura 9. Diagrama de cuerpo libre del eslabón.

Fuente: Crisafulli, Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero.

Una condición de cedencia balanceada corresponde a una simultánea formación de rótulas plásticas por flexión y una rótula de corte. Para que esto ocurra la longitud correspondiente del eslabón es:

$$e_0 = \frac{2 \times M_p}{V_p}$$

A partir de la condición de cedencia balanceada se pueden definir los eslabones cortos ($e < e_0$) como aquellos en donde se producirá una rótula de corte, mientras que en los eslabones largos ($e > e_0$) se formarán rótulas plásticas por flexión (Kasai y Popov, 1986).

Si se utilizan rigidizadores verticales en eslabones cortos, estos pueden desarrollar una resistencia de corte de V_p , debido al endurecimiento por deformación. Para evitar problemas de fractura por fatiga de bajo ciclaje, se recomienda que el momento en los extremos no supere un valor de M_p . Debido a estos cambios, la condición para definir los eslabones cortos es la siguiente:

$$e_0 = \frac{2 \times (1.2 \times M_p)}{1.5 \times V_p} = \frac{1.6 \times M_p}{V_p}$$

De igual manera para definir eslabones largos, los resultados experimentales indican que las rótulas plásticas por flexión se producen en los extremos del eslabón cuando:

$$e_0 = \frac{2.6 \times M_p}{V_p}$$

Cuando la longitud del eslabón se encuentre en la región de transición donde $M_p < V_p$ $M_p > V_p$, este estará sometido simultáneamente con cedencia por flexión y corte (Engelhardt and Popov 1989). Por propósitos de diseño los enlaces se clasifican como cortos o de corte (desarrollando solo cedencia por corte), largos o de

momento (desarrollando solo cedencia por flexión), o intermedios (desarrollando cedencia por corte y por flexión). En la siguiente figura se incluye el diagrama de interacción M-V adoptado para los enlaces, bajo la hipótesis de que ambas variables, M y V, son independiente. Aunque esto en la realidad no es estrictamente válido, la interacción que hay entre ellos es muy débil y puede ser despreciada a los efectos del diseño. (Ver Figura 10)

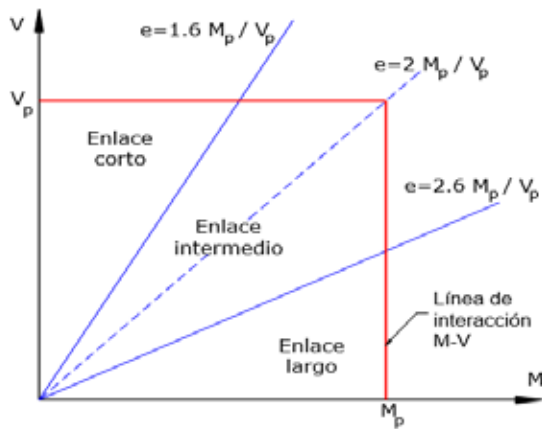


Figura 10. Diagrama de interacción M-V y clasificación de los enlaces en función de su longitud.

Fuente: Crisafulli, Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero.

2.2.4.5 Refuerzo transversal del eslabón

Una vez que se produce el pandeo por corte en un eslabón rigidizado, el desgarramiento a lo largo del perímetro de los paneles del eslabón debido a la concentración de esfuerzo creada por el alma pandeada puede causar una degradación de resistencia significativa. Para Las aplicaciones prácticas, permitiendo que el eslabón se comporte en la región de post-pandeo también puede resultar en un peligroso problema de pandeo de torsión lateral. Por lo tanto, es apropiado considerar el pandeo del alma como el estado límite final del diseño del eslabón de corte (Kasai y Popov 1986a). Dependiendo del historial de carga utilizado para las pruebas, la capacidad de deformación del eslabón, γ_u , en el pandeo por corte puede ser muy diferente.

Por ejemplo, el valor de γ_u para un enlace bajo carga monotónica puede ser aproximadamente el doble que el del mismo eslabón bajo carga cíclica simétricamente. Basándose en los datos de los ensayos, Kasai y Popov (1986a) observaron que la capacidad de deformación de pandeo del enlace, γ_B , es un parámetro más fiable para predecir el pandeo cíclico del alma bajo diferentes historiales de carga. γ_B Se define como la deformación del eslabón medida desde el punto más lejano de corte cero cuando se produce el pandeo por corte. Basándose en una teoría plástica cíclica, se derivó la siguiente expresión simple y se correlacionó bien con los datos de ensayo de enlaces de acero A36:

$$\gamma_B = 8.7K_s \left(\frac{t_w}{b} \right)^2$$

Donde b es la altura del panel del alma, y K_s , que es una función de la relación de aspecto del panel, es un coeficiente de pandeo de la placa elástica. Para propósitos de diseño, se puede establecer una aproximación conservadora de la ecuación anterior para el intervalo de γ_u de 0,03 a 0,09 rads:

$$C_B = \frac{a}{t_w} + \frac{1d}{5t_w}$$

Donde a = espaciamento del rigidizador; d = profundidad del enlace; Y $C_B = 56, 38$ y 29 , respectivamente, para $\gamma_u = 0,03, 0,06$ y $0,09$ rad. Para otros valores de γ_u , C_B puede interpolarse linealmente. Al derivar la ecuación anterior, se asumió que la separación del rigidizador no es mayor que la profundidad del enlace.

2.2.4.6 Efecto de la fuerza axial

La presencia de una fuerza axial en un eslabón reduce no sólo sus capacidades de flexión y de corte sino también su capacidad de deformación inelástica (Kasai y Popov 1986b, Ghobarah y Ramadan 1990). Cuando la fuerza axial, P_u , excede el 15% de la fuerza de cedencia, $P_y (= A_g F_y)$, la ecuación de interacción P-M se puede utilizar para calcular el momento plástico reducido, Mpa:

$$M_{pa} = 1.18M_p \left(1 - \frac{P_u}{P_y} \right) = \frac{M_p}{0.85} \left(1 - \frac{P_u}{P_y} \right)$$

La capacidad de corte reducida es:

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_y} \right)^2}$$

Definiendo la relación de fuerza axial normalizada ρ como

$$\rho = \frac{P_u}{V_u} \frac{P_y}{V_y} = \left(\frac{P_u}{V_n} \right) \left(\frac{A_g}{0.6A_{tw}} \right)$$

El valor reducido de e_0 cuando $\rho > 0.5$ se puede aproximar como sigue (Kasai y Popov 1986b):

$$e_0 = \frac{1.6M_p}{V_p} (1.15 - 0.3\rho)$$

La corrección es innecesaria si $\rho < 0.5$, en cuyo caso AISC 341 requiere que la longitud del enlace no exceda la dada por:

$$e_0 = \frac{2 \times (1.2 \times M_p)}{1.5 \times V_p} = \frac{1.6 \times M_p}{V_p}$$

2.2.4.7 Efecto de la losa de concreto

La investigación realizada sobre los eslabones compuestos demostró que la acción compuesta puede aumentar significativamente la capacidad de corte de los eslabones durante los primeros ciclos de grandes deformaciones inelásticas (Ricles y Popov 1989). Sin embargo, la acción compuesta se deteriora rápidamente en los ciclos posteriores debido al daño local del piso de concreto en ambos extremos del enlace. La investigación también demostró que la losa compuesta no puede ser utilizada como refuerzo lateral para los eslabones. Debido a que los eslabones son también una zona protegida en la que no se pueden usar conectores de perno de corte, AISC 341 ignora el efecto de la acción compuesta en el diseño de enlace.

2.2.4.8 Sobretensión de enlace

La sobretensión de un eslabón se define como la relación entre el máximo esfuerzo de corte desarrollado en el eslabón y el valor de V_{na} , donde V_{na} , la fuerza de corte del eslabón, es la menor de V_p o $2M_p$ e calculado sobre la base del esfuerzo cedente. Se asume que el eslabón se endurecerá por deformación y desarrollara una resistencia al corte de $1.5V_p$. Pruebas recientes realizadas por Okazaki et al. (2005) confirmaron que la sobretensión media del eslabón en forma de I era de 1,41 para los eslabones corto. La sobretensión tendió a ser menor para los eslabones más largos.

A diferencia de las secciones laminadas típicas, las secciones armadas tienen grandes proporciones de área de reborde entre la superficie del alma. Dicha alta resistencia excesiva, que no se refleja en el AISC 341, puede ser perjudicial desde el punto de vista de diseño de capacidad porque puede sobrecargar la otra parte de la estructura si no se considera correctamente en el diseño. La mayor resistencia al corte de estos eslabones se debe principalmente a la participación de las alas en la resistencia al corte. Manheim y Popov (1983) y Richards (2004) han recomendado procedimientos para explicar esta fuerza adicional. El concepto detrás de estos procedimientos es tratar cada ala como una viga fija. El corte resistido por cada ala corresponde al momento en que se desarrolla el momento plástico del ala, reducido para tener en cuenta el efecto de la fuerza axial en el ala.

2.2.4.9 Rigidez elástica

Las variaciones de la rigidez lateral de un EBF simple con respecto a la longitud del eslabón se muestran en la Figura 11 (Hjelmstad y Popov 1984). Obsérvese que las relaciones e/L de 0.0 y 1.0 corresponden a una trama con refuerzo concéntrico y una trama de momento, respectivamente. La figura 8 muestra la ventaja de utilizar un eslabón corto para el control de deriva.

2.2.4.10 Rotación requerida de enlace

Considere el mecanismo plástico de una configuración de eslabón interior mostrada en la figura 12. Aplicando la teoría plástica simple, la cinemática del mecanismo plástico requiere que:

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p$$

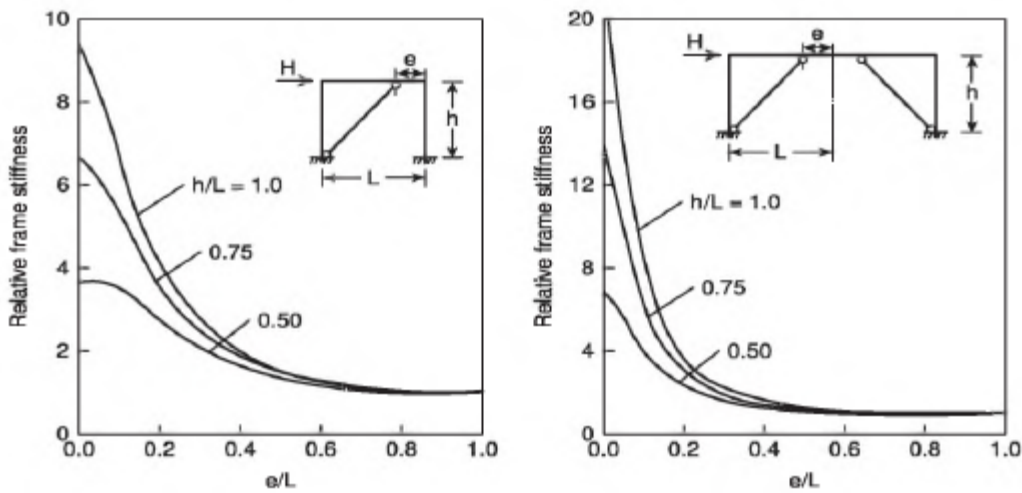


Figura 11. Variaciones de las rigideces laterales con respecto a e/L en dos EBFs simples.

Fuente: Bruneau, Ductile design of steel structures, 2nd Ed

Donde θ_p es el ángulo de desvío plástico de entrepiso (o proporción de desvío plástico de entrepiso), y γ_p es la demanda de deformación plástica del eslabón. La expresión muestra que γ_p aumenta rápidamente a medida que se reduce la longitud del eslabón. Porque

El componente elástico del ángulo de desvío total es generalmente pequeño, el ángulo de desvío plástico de entrepiso, θ_p , puede estimarse de manera conservadora como el desvío de entrepiso total dividido por la altura del piso, :

$$\theta_p = \frac{s}{h} = \frac{C_d e}{h}$$

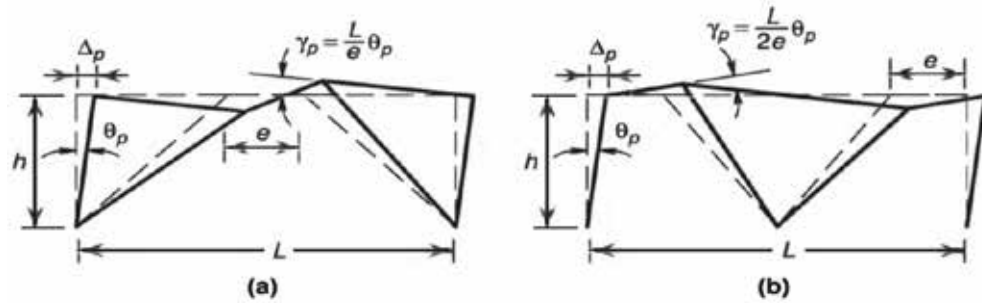


Figura 12. Demanda de rotación del enlace
 Fuente: Bruneau, *Ductile design of steel structures*, 2nd Ed

Donde e es el desvío del entrepiso producido por la fuerza de terremoto de diseño prescrita, y $C_d (= 4)$ es el factor de amplificación de deflexión.

2.2.4.11 Análisis de Plástico y Máxima Resistencia del Pórtico

A menos que las consideraciones arquitectónicas dicten lo contrario, normalmente se utiliza un eslabón corto para que el eslabón produzca principalmente un corte y forme una rótula plástica de corte. La fuerza lateral del EBF entonces se puede calcular convenientemente usando la teoría plástica simple. Suponiendo que el eslabón se comporta de una manera elástica-perfectamente plástica, la fuerza lateral, P_u , de la estructura simple en forma de V se puede calcular equiparando el trabajo externo al trabajo interno:

$$W_E = P_u (\theta_p)$$

$$W_I = \int_0^e V_p \gamma_p dx = e V_p \gamma_p$$

Donde V_p es la resistencia al corte del eslabón. La resistencia final resultante del pórtico arriostrado excéntricamente es:

$$P_u = \frac{V_p L}{e}$$

Siempre que el eslabón ceda en corte, la ecuación anterior muestra que la resistencia final es independiente de la longitud del eslabón. La teoría plástica sencilla también se puede aplicar a pórticos de varios pisos (Kasai y Popov 1985). Por ejemplo, se considera un pórtico arriostrado excéntricamente de tres pisos. Se supone

un patrón de carga lateral con la carga aplicada en el z-ésimo piso diseñado como P_i . El tramo del pórtico es L y la altura desde la base a cada piso es h_i . Con el mecanismo de cedencia asumido, el factor de carga a escala, α , la producción del mecanismo de cedencia se puede calcular mediante la equiparación de los trabajos externos e interiores.

$$W_E = \sum_{i=1}^3 \alpha P_i h_i \theta_p$$

$$W_I = \sum_{i=1}^3 \int_0^e V_{pi} \gamma_p dx = e \gamma_p \sum_{i=1}^3 V_{pi}$$

$$\alpha = \frac{e \gamma_p \sum_{i=1}^3 V_{pi}}{\sum_{i=1}^3 P_i h_i}$$

Donde V_{pi} es la resistencia al corte plástico del eslabón en el z-ésimo piso. El cálculo anterior ignora la carga por gravedad. Si se aplica una carga de gravedad uniformemente distribuida a cada piso, se debe agregar un trabajo externo adicional correspondiente al mecanismo de cedencia asumido a W_E . Los ejemplos anteriores asumen un eslabón corto de manera que se forma una rótula plástica de corte en forma de una cedencia uniforme a lo largo de la longitud del eslabón. Para los eslabones intermedios y largos, la flexión y el corte dominan la fuerza del eslabón. La resistencia final del marco disminuye con un aumento en la longitud del eslabón.

La Figura 13 ilustra las variaciones de resistencia (Kasai y Popov 1985). Esta figura también indica que la resistencia final de un EBF con eslabones cortos es significativamente mayor que la de un momento (es decir, $e/L = 1,0$). Obsérvese de los mecanismos plásticos mostrados en la figura 8 que sólo un extremo de cada refuerzo diagonal está conectado excéntricamente la viga para crear un enlace de rendimiento (el denominado enlace activo), mientras que el otro extremo del refuerzo es concéntricamente o en la práctica a veces casi concéntricamente, conectados a las líneas centrales de la viga y de la columna.

A continuación, se consideran dos configuraciones EBF en la Figura 14. El caso (A) contiene tres enlaces activos. En el caso (B), sin embargo, las diagonales están conectadas a las vigas excéntricamente en ambos extremos superior e inferior. Parece a primera vista que este último caso es deseable ya que contiene más eslabones. Pero se ha demostrado que no todos los eslabones son plenamente eficaces (Kasai y Popov 1985). Si el eslabón superior tiene una resistencia al corte de diseño significativamente menor que la del eslabón del siguiente piso, el eslabón superior se deformará inelásticamente y limitará la fuerza que se puede desarrollar en la diagonal y en el eslabón inferior. En estas circunstancias, el enlace superior se denomina eslabón activo y el eslabón inferior se denomina eslabón inactivo. Debido a que es difícil diseñar todos los eslabones para que estén activos y todos los eslabones necesitan ser detallados y fabricados como si estuvieran activos de todos modos, las configuraciones EBF que contienen eslabones inactivos no son económicas y no se recomiendan.

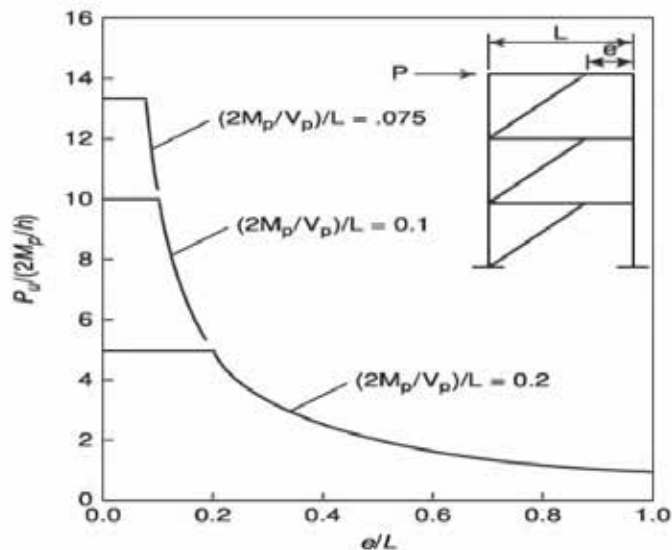


Figura 13. Variaciones de resistencia con e/L
Fuente: Bruneau, *Ductile design of steel structures*, 2nd Ed

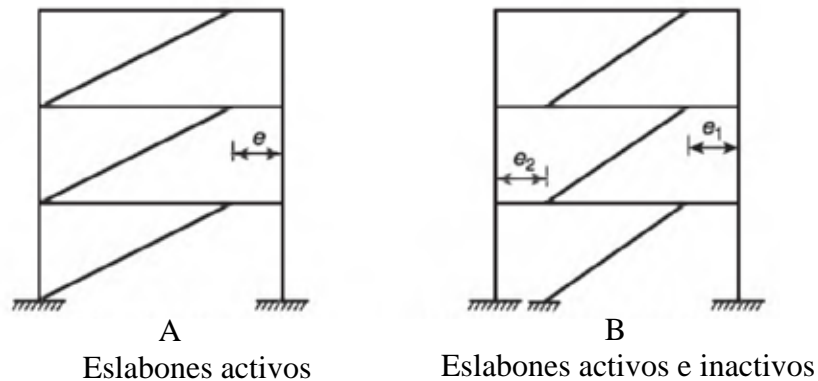


Figura 14. Configuraciones con enlaces activos e inactivos

Fuente: Bruneau, Ductile design of steel structures, 2nd Ed

2.2.4.12 Análisis dinámico modal

El análisis modal es una técnica de análisis dinámico de estructuras. Tiene como objetivo la estimación de propiedades dinámicas como las frecuencias y los modos naturales al igual que el amortiguamiento. El análisis modal puede ser teórico o experimental. El teórico se basa en técnicas analíticas o simulaciones. El experimental se basa en ensayos y tiene 4 pasos fundamentales: Excitación de la estructura; medición mediante acelerómetros; tratamiento digital y análisis de las señales y aplicación de modelos.

Esta metodología también se utiliza como método monitorización de la vida estructural. Cuando una estructura se daña, su rigidez disminuye y eso afecta a sus frecuencias y sus modos naturales, es decir, afecta a su manera de vibrar. Este cambio es detectable y comparable con un estado de referencia inicial de la estructura libre de daño. Además, mediante técnicas de análisis es posible detectar la localización e intensidad de los daños, y en el futuro, incluso prever el resto de la vida en servicio del componente o estructura.

2.2.4.13 El método de análisis dinámico con tres grados de libertad por nivel

El método de análisis dinámico con tres grados de libertad por nivel, tiene por objeto evaluar la respuesta dinámica y constituye una alternativa de uso general para el análisis de todas las estructuras tipificadas en las Normas COVENIN, excepto para aquellas que tienen diafragmas flexibles. En este método se consideran como

coordinadas de respuesta modal los desplazamientos horizontales y la rotación de cada nivel. Los valores de respuesta sísmica deberán calcularse para los casos de sismos en direcciones X e Y, actuando independientemente. Sin embargo, las respuestas modales que se calculan están definidas para una determinada dirección del sismo; entonces, los factores de participación de cada modo corresponden a esa dirección y se calculan tomando esto en consideración.

2.3 Base Legales

ANSI/AISC 360-10, Specification for Structural Steel Buildings (Especificaciones para construcciones de acero).

ANSI/AISC 341-10, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero).

ASCE/SEI 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (Acciones Mínimas de Diseño para Edificaciones y Otras Estructuras).

Norma Venezolana COVENIN 2002-88 Criterio y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones.

Norma Venezolana COVENIN 1756 - 2001 Edificaciones Sismorresistentes.

Norma Venezolana 1618:1998, Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites.

2.4 Definiciones de términos básicos

Ángulo de rotación del eslabón: Es el ángulo entre el eslabón y la viga colectora, en régimen plástico, cuando la deriva total del entrepiso se ha calculado con conforme a la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1756-98 Edificaciones Sismorresistentes.

Arriostramiento diagonal: Miembros estructurales inclinados que soportan primordialmente carga normal y que se emplean para permitirle a un pórtico estructural que actúe como una celosía para resistir las cargas horizontales.

ASTM: American Society for Testing Materials, es una organización de normas internacionales que desarrolla y publica acuerdos voluntarios de normas técnicas para una amplia gama de materiales, productos, sistemas y servicios.

Carbono: Elemento químico de número atómico 6, masa atómica 12,01 y símbolo *C*; es un no metal sólido que es el componente fundamental de los compuestos orgánicos y tiene la propiedad de enlazarse con otros átomos de carbono y otras sustancias para formar un número casi infinito de compuestos.

Conexión: Combinación de juntas para transmitir fuerzas entre dos o más miembros.

Contracción: Capacidad de un material de reducir su tamaño al enfriarse.

Columna: Miembro estructural utilizado principalmente para soportar la carga normal de compresión acompañada o no de momentos flectores, y que tiene una altura de por lo menos tres veces su menor dimensión lateral.

Corrosión: Oxidación destructiva de un metal o aleación por el medio que lo rodea.

CP: Cargas permanentes de la edificación, incluyendo el peso propio.

CV: Cargas variables de la edificación.

Densidad: Es la cantidad de masa en un determinado volumen de una sustancia.

Dilatación: Capacidad de un material de aumentar su tamaño al calentarse.

Ductilidad: Capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable en su capacidad resistente.

Endurecimiento por deformación: Fenómeno que exhiben los aceros dúctiles, y que consiste en que después de alcanzar una gran deformación, justo después del punto cedente, exhiben la capacidad de resistir cargas sustancialmente mayores que aquella que produjo la cedencia inicial.

Esfuerzo de cedencia: Es el esfuerzo máximo que puede soportar un material sin tener deformación plástica.

Formado en frío: Dícese de los miembros de acero formados sin la aplicación de calor.

Fractura frágil: Una rotura abrupta con poca o ninguna deformación dúctil previa.

Fragilidad: Es la capacidad de un material de fracturarse con escasa deformación.

Homogéneo: Que está formado por elementos con características comunes referidas a su clase o naturaleza, lo que permite establecer entre ellos una relación de semejanza y uniformidad.

Isotrópico: Que tiene propiedades que son idénticas en todas direcciones.

Momento plástico: El momento resistente de una sección que ha cedido completamente.

Limite elástico: Es la tensión máxima que un material elastoplástico puede soportar sin sufrir deformaciones permanentes.

Perfil metálico: Son aquellos productos laminados, fabricados usualmente para su empleo en estructuras de edificación, o de obra civil.

Pandeo local: El pandeo de un elemento comprimido de un miembro que puede provocar la falla prematura de todo el miembro. Las líneas de unión entre los elementos permanecen rectas y el ángulo entre los elementos no cambia.

Pórtico: Es un conjunto de elementos estructurales unidos en sus extremos mediante juntas rígidas o pernos, además se cumple que los ejes de las vigas no está alineado.

Punto de ebullición: Es aquella temperatura en la cual la presión de vapor del líquido iguala a la presión de vapor del medio en el que se encuentra. Coloquialmente, se dice que es la temperatura a la cual la materia cambia del estado líquido al estado gaseoso.

Punto de fusión: Es la temperatura a la cual se encuentra el equilibrio de fases sólido-líquido, es decir, la materia pasa de estado sólido a estado líquido, se funde.

Rigidez: La resistencia a la deformación de un miembro o estructura medida como la razón entre la fuerza aplicada dividida por el correspondiente desplazamiento.

Rigidizador: Elemento, usualmente una plancha o ángulo, que se fija a un miembro para aumentar su rigidez y estabilidad o resistencia al pandeo local.

Rotula plástica: Estado plástico que alcanzan todas las fibras de un elemento estructural al producirse una articulación en la sección transversal del mismo.

Soldadura: Es la coalescencia localizada de metales producida sea por calentamiento a temperaturas apropiadas, con o sin aplicar presión o por aplicación de presión solamente, y con o sin utilización de metal de aporte.

Tenacidad: Es la energía que absorbe un material, con las consecuentes deformaciones que el mismo adquiere, antes de romperse.

Tensión: Es la fuerza interna aplicada, que actúa por unidad de superficie o área sobre la que se aplica.

Viga: Miembro estructural en el cual puede considerarse que las tensiones internas en cualquier sección transversal dan como resultantes una fuerza cortante y un momento flector.

Viga colectora: En los pórticos con diagonales excéntricas, el segmento de la viga externo a la viga eslabón o link.

Viga eslabón o eslabón: En los pórticos con arriostramientos excéntricos es el segmento de viga que va de columna a columna, localizado entre el extremo de un arriostramiento diagonal y una columna o entre los extremos de dos arriostramientos diagonales del pórtico arriostrado excéntricamente.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

Es el conjunto de acciones destinadas a describir y analizar el fondo del problema planteada, a través de procedimientos específicos que incluyen las técnicas de observación y recolección de datos, determinando el “como” se realizara el estudio, esta tarea consiste en hacer operativa los conceptos y elementos del problema que estudiamos, al respecto Carlos Sabino nos dice: “En cuanto a los elementos que es necesario operacionalizar pueden dividirse en dos grandes campos que requieren un tratamiento diferenciado por su propia naturaleza: el universo y las variables”

Así mismo Arias (2006) explica el marco metodológico como el “Conjunto de pasos, técnicas y procedimientos que se emplean para formular y resolver problemas”. Este método se basa en la formulación de hipótesis las cuales pueden ser confirmadas o descartadas por medios de investigaciones relacionadas al problema.

Tamayo y Tamayo (2003) define al marco metodológico como “Un proceso que, mediante el método científico, procura obtener información relevante para entender, verificar, corregir o aplicar el conocimiento”, dicho conocimiento se adquiere para relacionarlo con las hipótesis presentadas ante los problemas planteados.

3.1 Tipo de Investigación

En este proyecto se tomara en cuenta el punto de vista de Tamayo y Tamayo (2006) que cita “El tipo de investigación descriptiva comprende la descripción, registro, análisis e interpretación de la naturalizada actual y la composición o procesos de los fenómenos; el enfoque que se hace sobre conclusiones dominantes o sobre como una persona, grupo o cosa funcionan en el presente; la investigación descriptiva trabaja sobre realidades de hecho, caracterizándose fundamentalmente por presentarnos una interpretación correcta”.

Para este proyecto se considera que el tipo de investigación es documental – descriptiva ya que representa un estudio detallado y organizado sobre ciertas investigaciones ya comprobadas posteriormente. La misma concentra su atención en las posibilidades fácticas de llevar a la práctica las teorías generales y destina sus esfuerzos a resolver los problemas y necesidades que se plantean los hombres en sociedad en corto, mediano o largo plazo, es decir, se interesa fundamentalmente por la propuesta de solución en un contexto físico – social específico.

En este Trabajo de Grado se ha seleccionado este tipo de estudio, debido a que los autores del mismo, aplican conocimientos obtenidos con la finalidad de alcanzar resultados prácticos que permitan solucionar el problema en estudio, a través de la aplicación del instrumento de observación documental.

3.2 Diseño de investigación

Según Fidias G. Arias (1999), define el diseño de la investigación como “la estrategia que adopta el investigador para responder al problema planteado”.

Así mismo Fidias G. Arias (2004); la investigación documental se ha establecido que “es un proceso basado en la búsqueda, recuperación, análisis, crítica e interpretación de datos secundarios, es decir, los obtenidos y registrados por otros investigadores en fuentes documentales: impresas, audiovisuales o electrónicas”.

Es por ello que el diseño del presente trabajo es de tipo documental, puesto que se basa en la búsqueda, recuperación, análisis, crítica e interpretación de datos obtenidos y registrados por otros investigadores en fuentes documentales impresas, audiovisuales o electrónicas, con el fin de nuevos aportes en conocimientos.

3.3 Nivel de la investigación

Tamayo y Tamayo (2001) señala que “este lleva implícito una estructura a seguir en la investigación, sobre la cual se ha de ejercer los controles necesarios a fin de encontrar resultados confiables y determinar así mismo su relación con las interrogantes surgidas de los supuestos e hipótesis y del problema”.

Ahora bien, al hablar específicamente de la investigación descriptiva, el hecho de describir, en términos metodológicos consiste en indicar todas las características

del fenómeno que se estudia, por cuanto implica por parte de los investigadores en este caso, la capacidad y disposición de evaluar y exponer, en forma detallada, las características del objeto de estudio, ya que evidencia el nivel cognitivo y operativo de conceptos y categorías relacionadas con el tema.

3.4 Población y muestra

Comúnmente en la presente sección del marco metodológico de un trabajo de grado desarrollado en base al estudio de un tema relacionado al entorno social, la definición de los términos de población y muestra se realizan en base a la formulación de una ecuación probabilística donde se caracterizan los dos términos. En el caso del desarrollo de este trabajo de grado, representa un estudio de concepción técnica, este no es afectado por el comportamiento de individuos y sus características, por lo que no resulta factible, plantear o determinar de forma específica la población y la muestra, ya que no se puede aplicar una probabilidad al tema en estudio.

3.5 Técnicas e instrumento de recolección de datos

Fidias G. Arias (1999), menciona que “las técnicas de recolección de datos son las distintas formas de obtener información”. En este proyecto se utilizó la técnica de tipo observación directa ya que los datos obtenidos se tomaron de otras indagaciones haciendo uso de las diversas herramientas de almacenamiento de información, conexiones a redes de internet y referencias bibliográficas con el fin de encontrar documentos de asesoramiento.

3.6 Fases Metodológicas

Fase I: Describir el comportamiento de los pórticos con arriostramientos excéntricos (EBF): Describir el comportamiento de un sistema estructural es parte vital de un trabajo ya que puede indicar cómo se ha de comportar ante distintas sollicitaciones a la que se ve sometida la estructura.

Fase II: Caracterizar los miembros que componen el eslabón: se procede a describir los diferentes elementos que componen un eslabón

de forma precisa, así se tendrá un mejor entendimiento a la hora de observar el comportamiento del eslabón ante las solicitaciones.

Fase III: Establecer una metodología de diseño para los pórticos con arriostramientos excéntricos (EBF): Una metodología a seguir es la clave para poder realizar cualquier trabajo de investigación, por lo que se siguió los requisitos estipulados en la norma AISC 341-10 para el diseño y detallado del eslabón además de los elementos adyacentes a él, con el fin que cada uno de los componentes de los pórticos arriostrados excéntricamente se comporten como es lo esperado.

Fase IV: Estimar los efectos de la acción sísmica mediante el modelo matemático usando un software de última generación: una vez realizados los modelados en el programa de última generación, se procede a obtener los resultados pertinentes para el análisis comparativo posterior, siendo éstos, los cortes basales, las derivas elásticas y los desplazamientos máximos por edificación.

Fase V: Realizar el análisis comparativo del sistema estructural planteado utilizando en eslabón perfiles I y Tubulares tipo cajón: Una vez obtenidos los resultados, realizar una serie de gráficos, se establece un análisis comparativo para determinar que sección posee las características idóneas para ser propuesta en un diseño sismo-resistente.

CAPITULO IV

RESULTADOS

4.1 Describir el comportamiento de los pórticos con arriostramientos excéntricos (EBF).

Los pórticos arriostrados excéntricamente ó EBF, son sistemas con una particularidad: las líneas de eje entre arriostramientos, viga y columna no se intersecan. Este detalle hace que este tipo de pórtico se comporte de manera diferente a los pórticos con arriostramientos concéntricos. Según se muestra en la Figura 13, la característica principal de un pórtico con arriostramientos excéntricos es la excentricidad que existe entre el eje del arriostramiento y el punto de intersección del resto de los elementos del pórtico. La sección de viga que queda delimitada por la excentricidad de la riostra y los otros componentes es el elemento que provee la ductilidad al sistema, que le permite disipar energía sísmica efectivamente.

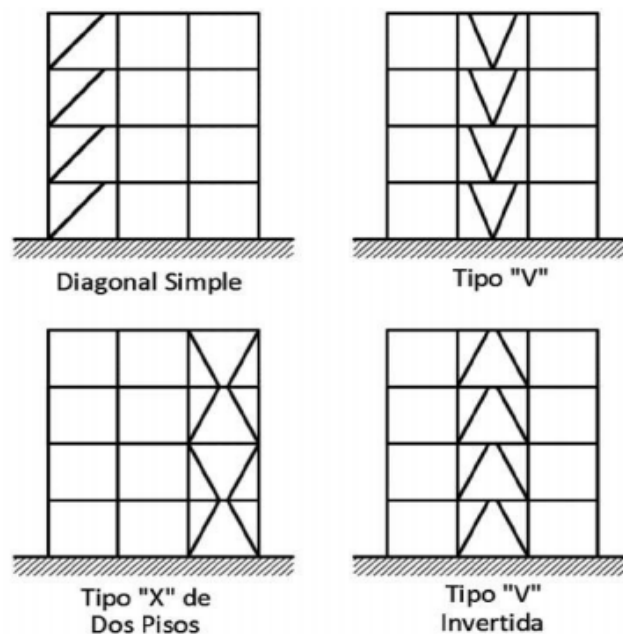


Figura 15. Tipos de pórticos con arriostramientos excéntricos.

Fuente: Guía práctica del diseño de acero.

4.1.1 Comportamiento sísmico de un pórtico arriostrado excéntricamente (EBF).

El comportamiento de un pórtico con arriostramientos excéntricos se muestra en la Figura 14. El segmento de viga entre los extremos de las riostras es el eslabón que provee la ductilidad al sistema. Cuando el sismo se presenta, el pórtico se mueve hacia la derecha, formando dos triángulos, cuyos elementos permanecen dentro del rango elástico; no así el eslabón, ya que este experimenta deformaciones plásticas de consideración. El eslabón disipa energía sísmica por cortante, por flexión o por una combinación de los 2, lo cual depende de la longitud del mismo o, otras palabras, de la excentricidad a la riostra. Sin embargo, en la mayoría de los casos, se diseña este componente con una excentricidad relativamente pequeña, para que funcione como un miembro cuya ductilidad proviene por deformaciones a cortante.

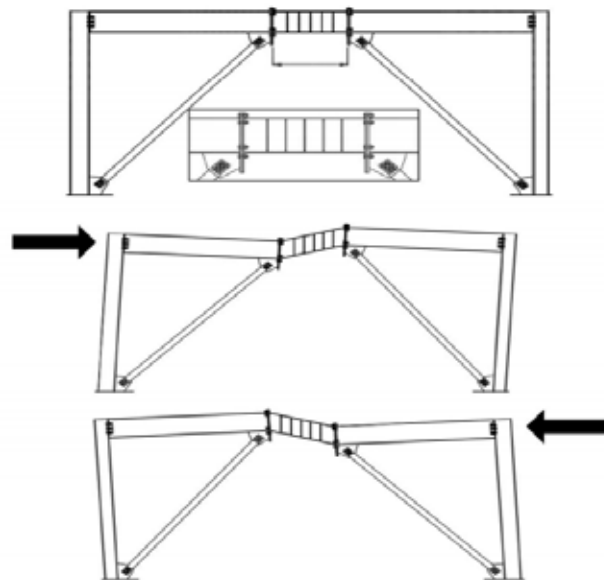


Figura 16. Comportamiento de un pórtico con arriostramientos excéntricos ante un sismo.

Fuente: Guía práctica del diseño de acero.

4.2 Caracterizar los miembros que componen el eslabón.

En un sistema con arriostramientos excéntricos el principal componente a disipar toda la energía a la que se ve sometida la estructura es el que denominamos eslabón es por eso que se espera que el este concentre los daños para un sismo severo,

previniendo la falla por pandeo de las diagonales y actuando como un fusible para el resto de la estructura. Por lo tanto, es de vital importancia diseñar los eslabones para que disipen la mayor cantidad de energía y tengan una deformación inelástica estable. Dependiendo de la longitud del eslabón, la estructura puede tender a comportar como un pórtico resistente a momento o como un pórtico arriostrado excéntricamente. Se debe controlar este parámetro para cumplir tanto con los requerimientos de rigidez y ductilidad en la estructura.

La longitud del eslabón también determina la geometría del pórtico y las fuerzas que se desarrollan en este. Existen 3 tipos de eslabón, que vienen dados por el tipo de falla que ocurren en estos. En los eslabones cortos se tiene la fluencia por corte, mientras que en los eslabones largos presentan fluencia por flexión. En cuanto a los eslabones intermedios presentan una combinación de fluencia por corte y flexión. Otro componente de los eslabones son los llamados rigidizadores que son los encargados de una mayor rigidez a este. Existen 2 tipos de rigidizadores, los que están a los extremos del eslabón y los intermedios para esta investigación se utilizaron ambos.

4.2.1 Rigidizadores en los extremos del eslabón para secciones tipo I.

Se deben colocar rigidizadores en ambas caras del alma del eslabón en la altura total del alma en el extremo del eslabón que se conecta con los arriostramientos. Los rigidizadores deben tener un ancho combinado no menor a $(bf-2tw)$ y el espesor no debe ser menor al mayor valor entre $0,75tw$ o $9,5mm$, donde bf es el ancho del ala del eslabón y tw es el espesor del alma. La figura 10 muestra la disposición de los rigidizadores en los extremos del eslabón para el caso de secciones tipo I.

4.2.2 Rigidizadores intermedios del eslabón para secciones tipo I

Los eslabones deben ser provistos de rigidizadores intermedios (Ver figura 10) en el alma como se describe a continuación:

Eslabones cortos deben ser provistos de rigidizadores intermedios en el alma espaciados en intervalos que no excedan $(30tw-d/5)$ para un ángulo de rotación del eslabón de 0.08 radianes o $(52tw-d/5)$ para ángulos de

rotación del eslabón menores a 0.02 radianes. Es permitido interpolar para valores que se encuentran entre 0.08-0.02 radianes.

Eslabones largos con longitudes menores a $5M_p/V_p$ deben ser provistos de rigidizadores intermedios en el alma espaciados cada $1.5b_f$ a partir de cada extremo del eslabón.

Eslabones intermedios deben ser provistos de rigidizadores intermedios en el alma siguiendo los requerimientos de los precisos 1 y 2.

No se requiere de rigidizadores intermedios en el alma si la longitud del eslabón es mayor a $5M_p/V_p$

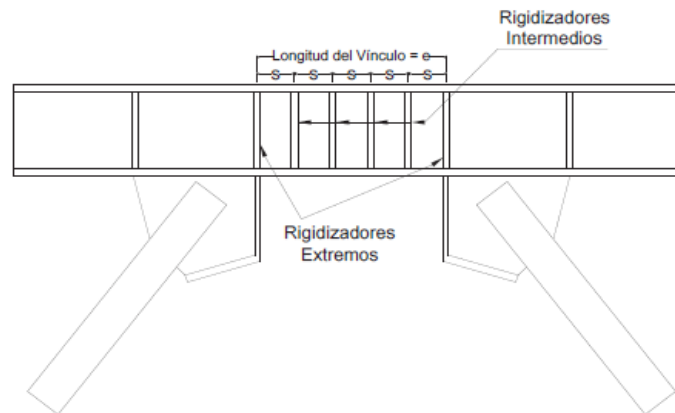


Figura 17. Rigidizadores.

Fuente: Canicon, Estructuras de acero

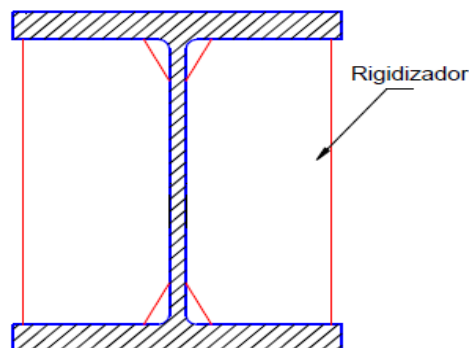


Figura 18. Vista transversal del rigidizador

Fuente: Crisafulli, Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero.

4.2.3 Rigidizadores en la conexión del eslabón con arriostramientos para secciones tipo cajón.

Se debe proveer de rigidizadores en una cara de cada alma del eslabón. Está permitido que los rigidizadores sean soldados en la cara exterior o interior de las almas del eslabón.

Estos rigidizadores deben tener un ancho no menor a $b/2$, donde b es el ancho interior del cajón. Los rigidizadores deben tener un espesor no menor a $0.75t_w$ o 13mm.

4.2.4 Rigidizadores intermedios del eslabón para secciones tipo cajón.

Los eslabones deben ser provistos de rigidizadores intermedios en el alma como se describe a continuación:

Para eslabones cortos y una relación de altura del alma-espesor, h/t_w , mayor o igual a 0,55

altura total del alma en un lado de cada alma del eslabón, espaciados a intervalos que no excedan $20t_w - 0.125(d - 2t_f)$.

Para eslabones cortos y una relación de altura del alma-espesor h/t_w , menor a 0,55

el alma.

Para eslabones intermedios y largos, no se requiere de rigidizadores intermedios en el alma.

Nota: Los rigidizadores en los eslabones con sección tipo cajón no necesitan estar soldados a las alas del eslabón.

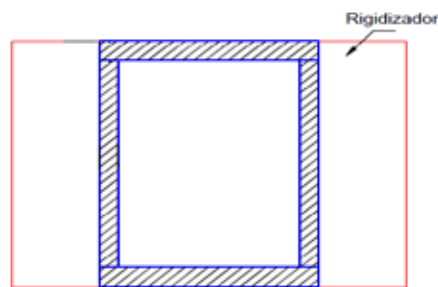


Figura 19. Vista transversal del rigidizador

Fuente: Crisafulli, Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero.

4.3 Establecer una metodología de diseño para los pórticos con arriostramientos excéntricos (EBF).

4.3.1 Describir la edificación

La estructura posee forma rectangular; su longitud en dirección "x" es de 44 metros, con 11 tramos de 4 metros entre ejes; y 5 tramos de 4,5 metros en dirección "y" siendo su longitud 22,5 metros. Incluye escaleras, las cuales están centralizadas en la edificación, no obstante carece acceso al techo, se revisó la estructura según COVENIN 1756-2001, Capítulo 6, Sección 6.5.2 y no se presenta como una estructura irregular.

Para este estudio se realizó la comparación de distintos modelos dentro de los cuales se encuentran el modelo de una estructura EBF donde el sistema estructural está dispuesto solo en su perímetro, siendo SMF el interior del modelado y el sistema híbrido, el cual es una combinación entre 2 sistemas estructurales; el EBF y el SMF, éste último estará dispuesto tanto en la longitud más corta del perímetro como en el centro del mismo, variando el número de pisos los cuales serán 2, 4, 6 y 8. Adicional a esto, se implementarán perfiles tubulares tipo cajón y perfiles tipo I, los cuales se estudiarán a distintas longitudes para determinar su comportamiento ya sea que trabajen a corte o a flexión.

Las cargas en servicio determinadas para la modelación, se calcularon a partir de las consideraciones de la norma COVENIN 2002-88, donde se asume que las edificaciones estudiadas son de carácter educacional, hecho relevante a la hora de estimar la carga variable a utilizar, por otro lado para las cargas permanentes de entrepiso se tomó en consideración un sobrepiso de mortero de cemento de 3 cm de espesor, un acabado de granito de 2 cm de espesor y la tabiquería; por otro lado, las cargas permanentes del techo están compuestas por un manto asfáltico de 5 mm de grosor y un sobrepiso de mortero de cemento de 5 cm de espesor. Las cargas totales utilizadas están expuestas en la siguiente tabla.

Tabla 2. Cargas de la estructura

Entrepiso	Carga Permanente (Kg/m ²)	Carga Variable (Kg/m ²)
		270,5
Techo	Carga Permanente (Kg/m ²)	Carga Variable (Kg/m ²)
	113,5	100

La dirección de las columnas y de la losa es la que se muestra en las figura

Sistemas EBF

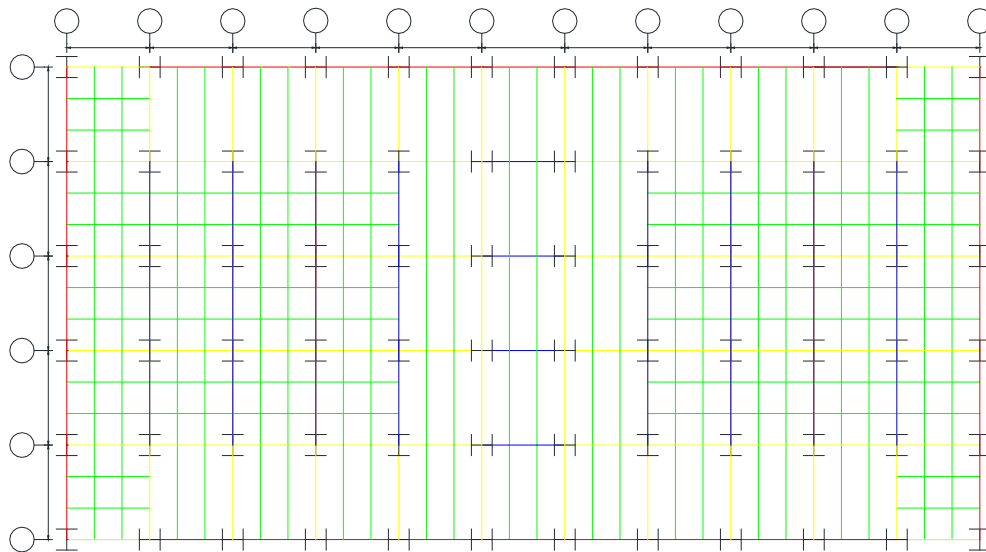


Figura 20. Configuración de columnas y sistema estructural

Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

Donde:

Viga EBF	-----
Viga SMF	-----
Viga OMF	-----
Correas	-----

Sistema EBF-SMF (Híbrido)

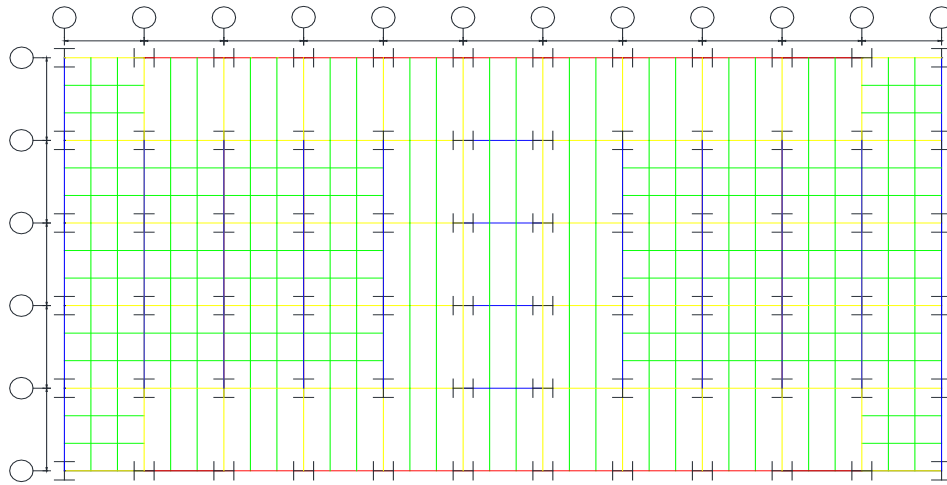


Figura 21. Configuración de columnas y sistema estructural

Fuente. Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

4.3.2 Designar los elementos y materiales

4.3.2.1 Elementos

Los elementos estructurales son muy importantes a la hora de la implementación de estos, debido a que ellos depende la seguridad de la estructura, es por eso que se realizaron revisiones de sus tablas de capacidades para la selección de estos. La losa de la estructura es una sofito metálico de un calibre 20 con un conector de corte de 7cm y un diámetro de este de $\frac{3}{4}$ "', estos valores no fueron diseño se tomaron como una data de valores promedios, y la separación del conector de corte viene designada por el manual del sofito metálico la cual es 19,1 cm.

Por otro lado bajo la amplia cantidad de perfiles que existen para este estudio se implementaron perfiles tipo I siendo estos los categoría IPE, HEA, HEB y perfiles tipo cajón siendo estos los ECO, seleccionando estos en una etapa de prediseño utilizado un software de última generación.

4.3.2.2 Materiales

El acero a utilizar para todos los perfiles I es del tipo ASTM A36 y para los perfiles tubulares ASTM A500GrC. Los perfiles se seleccionan de los catálogos: Hierrobeco, Euro y Coduven:

Esfuerzo de cedencia de acero A36: $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzo de cedencia de acero A500: $F_y = 3520 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzo último del acero A36: $F_u = 4080 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzo último del acero A500: $F_u = 4360 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad = 2100000 Kg/cm^2

Densidad = 7850 Kg/m^3

Factor de modificación de la tensión cedente perfil I = $R_y: 1,5$

Factor de modificación de la tensión cedente perfil tubular = $R_y: 1,4$

4.3.3 Datos preliminares y predimensionado para pórtico EBF con enlace corto perfil I

Geometría y datos generales:	Nivel:	1
Altura del entrepiso analizado:	$h =$	3000 mm 1,15
Luz libre entre columna:	$L =$	4000 mm = 0,9
Longitud del eslabón:	$e =$	450 mm 2,6
Deriva elástica:	$=$	0,494 mm $A_o = 0,3$
Factor de reducción de respuesta:	$R =$	4,5
Factor de sobrerresistencia estructural:	$=$	2,5
Coefficiente sísmico vertical:	$C_{sv} =$	0,16
Factor de participación, carga variable:	$=$	0,5

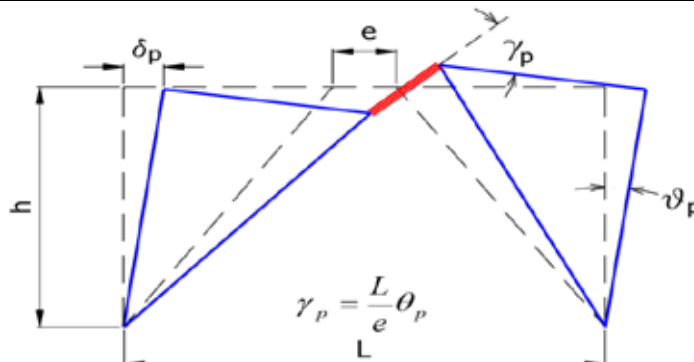
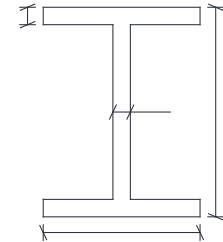


Figura 22. Mecanismos de deformación plástica para determinar la rotación en el enlace.

Fuente: Crisafulli, Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero.

Viga eslabón:	Perfil: IPE-180
Altura de la viga eslabón:	de = 180,00 mm
Ancho de la viga eslabón:	bfe = 91,00 mm
Espesor de ala:	tfe = 8,00 mm
Espesor del alma:	twe = 5,30 mm
Área de la sección:	Ae = 23,90 cm ²
Módulo plástico de la sección:	Zxe = 167 cm ³
- Tipo de acero:	ASTM - A 36
Esfuerzo de cedencia del acero:	Fye = 2530 Kg/cm ²
Factor de sobrerresistencia:	Ry = 1,5



Arriostramientos diagonales:	- Perfil: IPE-270
Altura de la diagonal:	da = 270,00 mm
Ancho de la diagonal:	bfa = 135,00 mm
Espesor del ala:	tfa = 10,20 mm
Espesor del alma:	twa = 6,60 mm
Área de la sección:	Aa = 45,90 cm ²
Módulo elástico de la sección:	Sxa = 429 cm ³
Módulo plástico de la sección:	Zxa = 486 cm
Radio de giro menor:	rya = 3,02 cm
Momento de inercia menor:	Iya = 419 cm
Constante de torsión uniforme:	J = 15,9 cm
	Cw = 70600 cm
- Tipo de acero:	ASTM - A 36
Esfuerzo de cedencia del acero:	Fya = 2530 Kg/cm ²

Columnas:	- Perfil: HEB-300		
Altura de la columna:	dc =	300	mm
Anchura de la columna:	bfc =	300	mm
Espesor del ala:	tfc =	19	mm
Espesor del alma:	twc =	11	mm
Área de la sección:	Ac =	149	cm ²
Módulo plástico de la sección:	Zxc =	1880	cm ³
Radio de giro mayor:	rxc =	13	cm
Radio de giro menor:	ryc =	7,58	cm
- Tipo de acero:	ASTM - A 36		
Esfuerzo de cedencia del acero:	Fyc =	2530	Kg/cm ²

Arriostramientos laterales	- Perfil: IPE-220		
Área de la sección:	Ab =	33,40	cm ²
Radio de giro menor:	ryb =	2,48	cm
Longitud del arriostramiento lateral	Lb =	4500	mm
- Tipo de acero:	ASTM - A 36		
Esfuerzo de cedencia del acero:	Fya =	2530	Kg/cm ²

Planchas y rigidizadores:			
- Tipo de acero:	ASTM - A 36		
Esfuerzo de cedencia del acero:	Fyp =	2530	Kg/cm ²
Esfuerzo último del acero:	Fup =	4080	Kg/cm ²

Soldaduras:			
- Tipo de electrodo:			
Resistencia límite a tracción:	FEEX =	4920	Kg/cm ²

-Solicitaciones sobre el eslabón:

Casos básicos de cargas. (obtenidas del análisis estructural)

PCP = -51,43 Kg	PCV = -34,23 Kg	PS = -122,1 Kg
VCP = -19,96 Kg	VCV = -2,05 Kg	VS = -7675 Kg
MCP = -154,15 Kg-m	MCV = -79,34 Kg-m	MS = -1727 Kg-m

Coefficiente sísmico vertical

(COVENIN 1756:2001, sec. 8.6)

-Solicitaciones factorizadas:

CV + S

PCV + PS = -209,23 Kg
VCV + VS = -7702,76 Kg
MCV + MS = -1976,55 Kg-m

Combinación 2: (0,9 -

Pu = (0,9 -	-160,08	Kg
Vu = (0,9 -	-7689,30	Kg
Mu = (0,9 -	-1840,86	Kg-m

-Solicitaciones para el diseño:

Pu = 209,23 Kg	Vu = 7702,76 Kg	Mu = 1976,55 Kg
----------------	-----------------	-----------------

-Limitaciones para prevenir el pandeo local en la viga eslabón

Alas del perfil:

$\lambda_{ps} = 0,30\gamma_y = 8,643 > \frac{b_{fe}}{2t_{fe}} = 5,69$ CUMPLE

Alma del perfil: $\gamma_y = \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} = 28,81$
 $P_y = F_{ye}A_e = 60467,00 \text{ Kg}$

$C_a = P_u \phi_b P_y = 0,01$ 59

Para $\phi_b = 0.9$

Si $C_a < 0.125$ $\lambda_{ps} = 2.45\gamma_y(1 - 0.93C_a)$

0,004

30,94 < 107,18 CUMPLE

-Resistencia al corte del eslabón

-Cedencia por flexión:

$$M_p = F_{ye} Z_{xe} = 4225,1 \text{ Kg-m} \quad \frac{2M_p}{e} = 18778,22222 \text{ Kg}$$

-Cedencia por corte:

$$A_w = (d_e - 2t_{fe})t_{we} = 8,692 \text{ cm}^2$$

$$V_p = 0.6F_{ye}A_w = 13194,456 \text{ Kg}$$

-Resistencia nominal en corte del eslabón (Vn), según AISC 341-10, capítulo F, sección F3, 5b. (2):

$$\phi V_n \leq V_u \quad \text{Para } \phi = 0.9$$

$$\text{Caso a: Para } P_u \leq 0.15P_y \left\{ \begin{array}{l} 0.15P_y \\ V_p \end{array} \right. \longrightarrow V_n = 13194,456 \text{ Kg}$$
$$V_n \text{ menor entre } \left\{ \begin{array}{l} 0.15P_y \\ 2M_p / e \end{array} \right.$$

Caso b: Para $P_u > 0.15P_y$

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_y}\right)^2} = 13194,38 \text{ Kg}$$

$$M_{pa} = 1.18M_p \left[1 + \frac{P_u}{P_y} \right] = 4968,366 \text{ Kg m} \quad \frac{2M_{pa}}{e} = 22081,63 \text{ Kg}$$

$$V_n \text{ menor entre } \begin{cases} V_{pa} \\ 2M_{pa} / e \end{cases} \longrightarrow V_n = 13194,38 \text{ Kg}$$

$$P_u = 209,23 \text{ Kg} < 0.15P_y = 9070,05 \text{ Kg}$$

Aplica el caso

Relación demanda/capacidad

$$\phi V_n = 11875,01 \text{ Kg} \quad V_u = 7702,76 \text{ Kg} \quad \text{CUMPLE} \quad \frac{V_u}{\phi V_n} = 0.65$$

-Rotación plástica del eslabón, según AISC 341-10, capítulo F, sección F3, 4a:

Rotación permisible:

$$\gamma_p = 0,08 \text{ para } e < 1,6M_p / V_p = 512,35 \text{ mm}$$

$$\gamma_p = 0,02 \text{ para } e > 2,6M_p / V_p = 832,57 \text{ mm}$$

Interpolación lineal para valores intermedios

$$1,6 M_p / V_p < e < 2,6 M_p / V_p$$

Para el eslabón

$$e = 450 \text{ mm} \quad \gamma_p = 0,08$$

Rotación plástica:

$$p = 0.8R = 1,778 \quad (\text{Deriva inelástica})$$

$$\theta_p = \frac{p}{e} = 0,001$$

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p = 0,005 < 0,08 \quad \text{CUMPLE}$$

Diseño de los rigidizadores, según AISC 341-10, capítulo F, sección F3, 5b. (4):

En los extremos donde el arriostramiento diagonal se conecta con la viga eslabón, se colocarán rigidizadores en toda la altura del alma del eslabón y a ambos lados del mismo. Estos rigidizadores tendrán un ancho combinado no menor a $(b_{tb}-2t_{wb})$ y un espesor no menor a $0,75t_{wb}$ ó $9,5\text{mm}$, el que resulte mayor de los dos, donde b_{tb} y t_{wb} son la anchura del ala y el espesor del alma respectivamente.

Espesor mínimo de los rigidizadores:

$$t_{st\ min} = 9,50\ \text{mm} \longrightarrow \text{Espesor seleccionado } t_{st} = 10\ \text{mm}$$

- Separación entre los rigidizadores intermedios:

$$a) \ e \leq 1,6 M_p V_p \quad S \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_p = 0,08 \longrightarrow 30t_{we} \quad d_e \leq 5 = 123\ \text{mm} \\ \gamma_p = 0,02 \longrightarrow 52t_{we} \quad d_e \leq 5 = 240\ \text{mm} \\ \text{Interpolando para:} \\ 0,02 < \gamma_p < 0,08 \longrightarrow 268.23\ \text{mm} \end{array} \right.$$

$$b) \ 2,6 M_p V_p < e < 5 M_p V_p \longrightarrow S \quad 1,5b_{fe} = 137\ \text{mm} \quad (\text{Distancia medida desde cada extremo de eslabón})$$

$$c) \ 1,6 M_p V_p < e < 2,6 M_p V_p \longrightarrow S = 375\ \text{mm} \quad (\text{Separación entre rigidizadores internos})$$

$$d) \ e > 5 M_p V_p \longrightarrow (\text{No se requiere rigidizadores intermedios})$$

En resumen:

Aplicando los requisitos del caso *a*: Colocar rigidizadores de 10mm @ 240mm

-Detallado de los rigidizadores intermedios:

Esfuerzo cortante de diseño de la soldadura:		
$F_w = 0.75 * 0.6 F_{EXX} = 2214\ \text{Kg/cm}^2$	$A_{sc} = b_{sc} * t_{sc}$	
$b_{sc} = 42.85\ \text{mm}$	$t_{sc} = 10\ \text{mm}$	$A_{sc} = 4.285\ \text{cm}^2$
$h_{sc} = 164\ \text{mm}$	$\text{clip} = 30\ \text{mm}$	
Soldadura en el alma:	Soldadura en las alas:	

$I_s = 104 \text{ mm}$	$I_s = 12.85 \text{ mm}$
$R_n = A_{st}F_{yp} = 10841.05 \text{ Kg}$	$R_n = 0.25A_{st}F_{yp} = 2710.26 \text{ Kg}$
$D_w \quad \frac{R_n}{\phi F_w \bar{2}I_s} = 3.33 \text{ mm}$	$D_f \quad \frac{R_n}{\phi F_w \bar{2}I_s} = 6.74 \text{ mm}$
Usar espesor: $D_w=7 \text{ mm}$	Usar espesor: $D_f=7 \text{ mm}$

Diseño de los arriostramientos laterales del eslabón, según AISC 341-10, capítulo

D:

Se arriostran lateralmente ambas alas en los extremos del eslabón.

$$= 90^\circ \quad (\text{Ángulo horizontal de inclinación del arriostramiento lateral con respecto al eslabón})$$

$$M_r = R_y Z_{xb} F_{yb} = 6337.65 \text{ Kg-m} \quad (\text{Resistencia a la flexión requerida})$$

$$h_0 = d_b - t_b = 172 \text{ mm} \quad (\text{Distancia entre centroides del ala})$$

a.-Resistencia axial requerida del arriostramiento lateral, Según AISC-341, Cap. 15. 15.5:

$$P_n \quad P_b \quad \text{Para } = 0.90$$

$$P_b = 0.06 M_r / h_0 = 2210,81 \text{ Kg}$$

Estrés de pandeo elástico:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_b}{r_{yb}}\right)^2} = 629,50 \text{ Kg/cm}^2$$

Estrés crítico:

$$F_{cr} = 552,07 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_n = A_{br} F_{cr} = 18439,26 \text{ Kg}$$

$$P_n = 16595,3319 \text{ Kg}$$

Relación demanda/capacidad

$$P_n > P_b \quad \text{CUMPLE} \quad \frac{P_b}{P_n} = 0,13$$

b.-Rigidez requerida del arriostramiento lateral, Según AISC-360, Ap.6, Sec.

6.3, Ec. A-6-8:

$\beta_b \quad \beta_{br} \quad \phi$ Para $\phi = 0,75$

- Rigidez requerida:
$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{10M_r C_d}{e_0} \right) = 10917.57 \text{ Kg/cm}$$

-Rigidez provista:
$$\beta_b = \text{sen}^2 \varphi \left(\frac{EA}{L} \right)_b = 95639,95 \text{ Kg/cm}$$

$$\beta_b > \beta_{br} \quad \text{CUMPLE Relación Demanda/capacidad} = 0.11$$

Diseño de los arriostramientos diagonales

a.-Relación ancho espesor:

Alas del perfil:

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}} = 10.9 > \frac{b_a}{2t_{fa}} = 6.62 \quad \text{CUMPLE}$$

Alma del perfil:

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}} = 108 > \frac{h}{t_{wa}} = 37.82 \quad \text{CUMPLE}$$

b.-Solicitaciones para el diseño:

La sollicitación combinada de fuerza axial y momento en el arriostramiento diagonal será igual a las fuerzas normales y momentos generados por la resistencia teórica al corte esperado en la viga eslabón multiplicado por 1.25 para tomar en cuenta los efectos de endurecimiento por deformación en la viga eslabón.

$$V_{u-esp} = 1.25 R_y V_n = 24739,605 \text{ Kg}$$

$$\Omega_a = \frac{V_{u-esp}}{V_s} = 3,22359 \quad (\text{Factor de amplificación para el diseño sismorresistente})$$

-Solicitaciones actuantes

$$\begin{array}{lll} PCP = -1581,27 \text{ Kg} & PCV = -807,89 \text{ Kg} & PS = -9543,15 \text{ Kg} \\ MCP_1 = -109,97 \text{ Kg-m} & MCV-1 = -40,94 \text{ Kg-m} & MS-1 = -1083,69 \text{ Kg-m} \\ MCP_2 = 157,59 \text{ Kg-m} & MCV-2 = 93,71 \text{ Kg-m} & MS-2 = 1408,97 \text{ Kg-m} \end{array}$$

-Solicitaciones factorizadas:

Combinación 1:

$$\begin{array}{llll} & & -33319,95 & \text{Kg} \\ Mu-1 = (1,2 + & -1 + MCV- & -1 = & -3663,558 \text{ Kg-m} \\ Mu- & -2 + MCV- & -2 = & 4803,3436 \text{ Kg-m} \end{array}$$

Combinación 2: (0,9 -

$$\begin{array}{llll} Pu = (0,9 - & & -31931 & \text{Kg} \\ Mu-1 = (0,9 - & - & -1 = & -3574,585 \text{ Kg-m} \\ Mu-2 = (0,9 - & - & -2 = & 4658,3226 \text{ Kg-m} \end{array}$$

-Solicitaciones para el diseño:

$$\begin{array}{l} Pu = 33319,947 \\ Mu-1 = 3663,5578 \\ Mu-2 = 4803,3436 \end{array}$$

c.-Revisión en flexo-compresión:

-Resistencia a compresión, Según AISC-360, capítulo E.

Longitud nominal: 3485.77 mm

Factor de longitud efectiva: $K = 0.8$

Relación de esbeltez:

$$\frac{KL_a}{r_{ya}} = 92.34 < 200 \quad \text{CUMPLE}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_a}{r_{ya}}\right)^2} = 2430.83 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_{cr} = 1636.55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_n = A_{br} F_{cr} = 75117,86 \text{ Kg}$$

-Resistencia en flexión, Según AISC-360, capítulo F.

Factor de modificación para pandeo lateral torsional:

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \quad 3.0$$

$$R_m = 1$$

Mmáx=	4803,3436	Kg-m
MA=	-2055,42	Kg-m
MB=	605,94	Kg-m
MC=	2704,97	Kg-m

$$C_b = 2,09$$

(Límite de la longitud no arriostrada lateralmente para desarrollar plenamente la capacidad plástica a flexión) (AISC-360, Cap., Sec. F2., Ec. F2-5)

$$L_p = 1531,33 \text{ mm}$$

(Límite de la longitud no arriostrada lateralmente en pandeo lateral torsional)

(AISC-360, Cap.F, Sec. F2., Ec. F2-6)

$$L_r = 5234,635011 \text{ mm}$$

Momento plástico:

$$M_p = Z_{xa}F_{ya} = 12295,8 \text{ Kg-m}$$

Resistencia en flexión considerando el pandeo lateral torsional

Caso a: Si $L_p < L_b < L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p \left(M_p - 0.7F_{ya}S_{xa} \right) \left(\frac{L_b}{L_r} - \frac{L_p}{L_p} \right) \right] M_p$$

Caso b: Si $L_b > L_r$

$$M_n = S_{xa} \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b r_{ts})^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xa} r_{ts}^2} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} M_p$$

$$L_b = L_a = 3485,77 \text{ mm} \longrightarrow \text{Aplica el caso a}$$

$$M_n = 12295,8 \text{ Kg-m}$$

**-Amplificación del momento para considerar los efectos de segundo orden,
Según AISC-360, Capítulo C:**

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad C_m = 0,29$$

$$M_1 = 3663,558 \text{ Kg-m}$$

$$M_2 = 4803,344 \text{ Kg-m}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_r}{P_e}} \quad B_1 = 1$$

$$P_e = A_g F_e$$

$$P_e = 111575 \text{ Kg}$$

$$P_r = P_u$$

$$P_r = 33320 \text{ Kg}$$

$$M_r = B_1 M_u$$

$$M_r = 4803,3 \text{ Kg-m}$$

-Ecuación de interacción, Según AISC-360, Capítulo H:

Para

$$\text{Caso a: Si } \frac{P_r}{P_n} > 0.20 \longrightarrow I = \frac{P_r}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_r}{\phi M_n} \quad 1$$

$$\text{Caso b: Si } \frac{P_r}{P_n} < 0.20 \longrightarrow I = \frac{P_r}{2\phi P_n} + \frac{M_r}{\phi M_n} \quad 1$$

$$\text{Caso b: Si } \frac{P_r}{P_n} < 0.20 \text{ Aplica el caso a } I = \frac{P_r}{2\phi P_n} + \frac{M_r}{\phi M_n} \quad 1$$

$$P_r / P_n = 0,444 \longrightarrow$$

CUMPLE

Revisión de las columnas (columna izquierda es más solicitada)

a.-Solicitaciones sobre las columnas:

-Casos básicos de carga, (Obtenidas del análisis estructural):

$$\begin{aligned} \text{PCP} &= -6630,91 & \text{PCV} &= -2197,66 \text{ Kg} & \text{Ps} &= -209,58 \text{ Kg} \\ \text{MCPx} &= -10,50 \text{ Kg-m} & \text{MCVx} &= -1,53 \text{ Kg-m} & \text{Msx} &= -2585,26 \text{ Kg-m} \\ \text{MCPy} &= -43,02 \text{ Kg} & \text{MCVy} &= -29,82 \text{ Kg-m} & \text{Msy} &= -3483,04 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

(Factor de participación de la carga variable)

b.-Solicitaciones factorizadas:

Combinación 1 (Columna comprimida): $1,2\text{CP} + \text{CV} + \text{S}$

$$\begin{aligned} \text{Pu} &= 1,2\text{PCP} + \text{PCV} + \text{PS} = -9265,502 \text{ Kg} \\ \text{Mux} &= 1,2\text{MCPx} + \text{MCVx} + \text{MSx} = -2598,625 \text{ Kg-m} \\ \text{Muy} &= 1,2\text{MCPy} + \text{MCVy} + \text{MSy} = -3549,574 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

Combinación 2 (Columna traccionada): $0,9\text{CP} + \text{S}$

$$\begin{aligned} \text{Tu} &= 0,9\text{PCP} + \text{PS} = -6177,399 \text{ Kg} \\ \text{Mux} &= 0,9\text{MCPx} + \text{MSx} = -2594,71 \text{ Kg-m} \\ \text{Muy} &= 0,9\text{MCPy} + \text{MSy} = -3521,758 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

-Solicitaciones factorizadas incluyendo las fuerzas sísmicas amplificadas:

La resistencia requerida de las columnas será determinada a partir de las combinaciones de cargas mayoradas excepto las fuerzas sísmicas que serán las generadas por la resistencia teórica esperada de todos los eslabones ubicados por encima del nivel considerado, multiplicando por 1,1 para tomar en cuenta los efectos de endurecimiento por deformación en la viga eslabón.

- Fuerza sísmica:

$$P_E = 1.1R_y \quad V_n = 43541,7048 \text{ Kg}$$

-Solicitaciones gravitatorias actuantes en la columna:

$$P_D = 6630,91 \text{ Kg} \qquad P_L = 2197,66 \text{ Kg}$$

-Solicitaciones factorizadas para columna en compresión:

$$P_u = 1.2P_D + \gamma P_L + P_E = 52597,6268 \text{ Kg}$$

c.-Resistencia a compresión, Según AISC-360, Capítulo E:

$$\text{para } \phi = 0,90$$

Longitud nominal: $L_c = 3000 \text{ mm}$

Coefficientes de longitud efectiva:	Relación de esbeltez:	
$K_x = 1$	$K_x L_c / r_{xc} = 23$	
$K_y = 2,115$	$K_y L_c / r_{yc} = 84$	$KL r = 83,71$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL r)^2} = 2957,97 \text{ Kg/cm}^2 \qquad F_{cr} = 1768,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_n = A_c F_{cr} = 263531,53 \text{ Kg} \qquad \phi P_n = 237178,38 \text{ Kg}$$

$$\phi P_n > P_u \qquad \text{CUMPLE}$$

4.4 Estimar los efectos de la acción sísmica mediante el modelo matemático usando un software de última generación

4.4.1 Parámetros de diseño

Los parámetros son característicos de cada estructura ya sea porque es de acero, lugar donde se encuentre, el tipo del suelo que tenga, el uso de la edificación y el tipo de material de la cual esta será construida.

Tabla 3. Definición de parámetros sísmicos según COVENIN 1756-2001

DEFINICIÓN DE PARÁMETROS SÍSMICOS SEGÚN COVENIN 1756-2001		
Zona Sísmica :	5	Zona sísmica según la ubicación (Tabla 4.1)
Ao :	0,3	Coefficiente de aceleración horizontal (Tabla 4.1)
Forma	S2	Forma espectral tipificada de los terrenos de fundación

Espectral :		(Tabla 5.1)
	0,9	Factor de corrección del Ao (Tabla 5.1)
T*(Seg) :	0,7	Máx. período en el intervalo donde los espectros Normalizados tienen un valor constante (Tabla 7.1).
	2,6	Factor de magnificación promedio (Tabla 7.1).
p :	1	Exponente que define la rama descendente del espectro. (Tabla 7.1)
Grupo :	B1	Clasificación según el uso de la edificación. (Sección 6.1)
	1,15	Factor de importancia (Tabla 6.1).
Nivel de Diseño :	ND3	Nivel de diseño de la estructura (Tabla 6.2)
Tipo :	IIIa	Tipo de sistema estructural resistente a sismo. Sección 6.3.1
Material :	Acero	Material utilizado en los elementos de la edificación
R :	6 4,5	Factor de reducción de respuesta (Artículo 6.4.1).*

*A pesar de ser un artículo para las estructuras irregulares, se tomara en cuenta como factor de seguridad por si la estructura a futuro presentara alguna irregularidad.

4.4.2 Método de análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel

Luego del diseño de los pórticos arriostrados excéntricamente, se utilizó un método para el chequeo de la estructura el cual se encuentra en el capítulo 9, más específicamente sección 9.6 de la COVENIN-Mindur 1756-2001. Dicho método toma en cuenta el acoplamiento de las vibraciones traslacionales y torsionales de la edificación y considera tres grados de libertad para cada nivel. A seguir, se muestra la aplicación de este método a uno de los modelados realizados de forma demostrativa.

Luego de definir la estructura en el software con sus elementos, se procedió a definir el espectro de diseño (Gráfica 1) a utilizar a partir de los parámetros de diseño anteriormente expuestos en la Tabla 3.



Gráfica 1. Espectro de diseño.

Fuente: Alfredo Toledo, Raúl Sebastiani

La masa participativa o fuente de masa de la estructura está definida según la sección 7.1, que para nuestra estructura de uso educacional se utiliza el apartado d) de la norma, el cual considera el 100% de la carga permanente y un 50% de la carga variable.

4.4.2.1 Valores de diseño

Luego, se definió el número de modos de vibración para el análisis dinámico, junto con las formas modales asociado a dichos modos; estos últimos no son más que la representación de la deformada de la estructura cuando vibra en cierto modo. El número de modos se tomará como el mayor de los siguientes valores:

i) $N_3 = 3 \times N_1$, donde N_1 es el número de pisos de la edificación, y el 3 representa el número de grados de libertad por nivel.

Siendo para la edificación escogida $N_1 = 4$, dando como resultado $N_3 = 3 \times (4) = 12$ modos de vibración a analizar.

ii) $N_3 =$ Número de modos que garantice que la sumatoria de las masas participativas de los primeros N modos exceda el noventa por ciento (90%) de la masa total del edificio.

Para el análisis, se tomó el valor descrito en i), con el fin de realizar un análisis más complejo y observar todos los modos de vibración de la estructura.

4.4.2.2 Combinación de efectos

Las estructuras deberán diseñarse para la acción simultánea de las dos componentes sísmicas horizontales. En los miembros estructurales, cada solicitud debida a una componente sísmica horizontal, incluidos los efectos de la torsión accidental, se combinará con la misma solicitud debida a la componente sísmica ortogonal, de acuerdo con uno de los criterios de combinación del artículo 8,6 de la COVENIN 1756-2001. En este caso, se utilizó el apartado a) La raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las solicitudes correspondientes a cada dirección del sismo., tomando como criterio que es la combinación mayor de las opciones.

4.4.2.3 Torsión adicional

Los efectos de la componente rotacional del terreno y de las incertidumbres en la ubicación de centros de masa y rigidez, se incluyen en el diseño añadiendo a los resultados del análisis dinámico, las solicitudes más desfavorables que resulten de aplicar estáticamente sobre la edificación los momentos torsores, tomando en cuenta una excentricidad accidental de un 6% para dichos momentos.

A continuación, se muestra el ejemplo demostrativo de la aplicación de los fundamentos de la norma mencionados anteriormente, este procedimiento se le aplicó al modelo de 4 pisos Híbrido con eslabón trabajando a flexión con perfil I, en seguida se muestran los valores para la aplicación de esta.

Periodo Fundamental:

Ct: 0,08	Para estructuras de acero
Hn: 12	Altura total de la estructura en metros
Periodos entre los que varía el espectro:	
T = Ta: 0,322	Para estructuras tipo IIIa $Ta = 0,05$
$Hn^{0,75}$	

T+: 0,35 Período característico de variación de respuesta dúctil
T*: 0,7 Valores definidos anteriormente en la tabla 3

Modelado Híbrido 4 pisos trabajando a flexión con perfil I

En cada dirección, el corte basal V_o deducido de la combinación modal deberá compararse con el calculado según la Sección 9.3.1 con un período $T = 1.6 T_a$, el cual se denota aquí por $V_{omín}$. Cuando V_o sea menor que $V_{omín}$, los valores para el diseño deberán multiplicarse por $V_{omín} / V_o$.

Fuerza cortante basal mínima:

Vomín

N: 4 Numero de niveles de la estructura

W: 2651706,66 Peso total de la estructura en Kg

$\mu_1 = 1,4 \left(\frac{N+9}{2N+12} \right)$ Se usa el valor mayor entre ambos, en este caso

$$\mu_2 = 0,8 + \frac{1}{20} \left(\frac{T}{T} \right)$$

1,6 T_a : 0,52 Periodo fundamental para el cálculo de la nueva A_d

A_d : 0,1794 Aceleración de diseño para el periodo 1,6 T_a

$V_{omín}$ (Kg): 432901,7191 Cortante basal mínimo

Revisión de cortes basales y derivas

Cortes basales obtenidos en el modelo (Kg)

Dirección X: 433655,75 No cumple el cortante en Y, se multiplicará por

Dirección Y: 415378,93 $V_{omín}/V_o$: 1,042

Corte multiplicado por el factor V_o : 432950,67Kg > $V_{omín}$ Cumple

< 0,015 (Tabla 10,1) COVENIN 1756-2001

Por último se revisa el coeficiente sísmico

Revisión del Coeficiente sísmico

Debe cumplir con la siguiente relación: $\frac{V_o}{W} \frac{\alpha A_o}{R}$ Sección 7.1

COVENIN 1756-2001

$$\frac{V_o}{W} = 0,1635 \quad \frac{\alpha A_o}{R} = 0,07667 \quad \text{Cumple}$$

Dicha revisión anteriormente mostrada se le aplicó a todos los modelados para asegurar que cumplieran con los fundamentos del método y estos valores ya chequeados serán mostrados en tablas a continuación:

4.4.3 Datos Obtenidos del software de última generación

Modelados de 2 pisos

Tabla 4. Derivas elásticas modelados 2 pisos

Derivas elásticas								
Pisos	Híbrido				Híbrido			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	x	y	x	y	x	y	x	y
2	0,00112	0,00781	0,00235	0,00925	0,00075	0,00908	0,00148	0,00907
1	0,00134	0,00528	0,00209	0,00595	0,00105	0,00581	0,00163	0,00587
0	0	0	0	0	0	0	0	0

Pisos	EBF				EBF			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	x	y	x	y	x	y	x	y
2	0,00127	0,00197	0,00255	0,00250	0,00079	0,00157	0,00134	0,00181
1	0,00148	0,00183	0,00225	0,00208	0,00106	0,00159	0,00155	0,00188
0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabla 5. Desplazamientos modelados 2 pisos

Desplazamientos								
Pisos	Híbrido				Híbrido			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	x	y	x	y	x	y	x	y

2	0,00203	0,01084	0,00367	0,01260	0,00148	0,01234	0,00256	0,01239
1	0,00112	0,00440	0,00174	0,00496	0,00088	0,00484	0,00136	0,00489
0	0	0	0	0	0	0	0	0
Pisos	EBF				EBF			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	x	y	x	y	x	y	x	y
2	0,00225	0,00311	0,00396	0,00378	0,00149	0,00258	0,00237	0,00300
1	0,00123	0,00153	0,00188	0,00173	0,00088	0,00133	0,00129	0,00157
0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabla 6. Corte basal modelados 2 pisos

Corte basal								
Pisos	Híbrido				Híbrido			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	x	y	x	y	x	y	x	y
2	128202	129401	121395	129823	131092	130554	124817	129592
1	128202	129401	121395	129823	131092	130554	124817	129592
1	235116	211012	211276	210571	248858	211407	229675	210229
0	235116	211012	211276	210571	248858	211407	229675	210229
0	0	0	0	0	0	0	0	0
Pisos	EBF				EBF			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	x	y	x	y	x	y	x	y
2	126658	121506	123676	123387	132191	124090	125863	121458
1	126658	121506	123676	123387	132191	124090	125863	121458
1	230811	213391	212995	213137	250760	222586	231482	220612
0	230811	213391	212995	213137	250760	222586	231482	220612
0	0	0	0	0	0	0	0	0

Modelados de 4 pisos

Tabla 7. Derivas elásticas modelados 4 pisos

Derivas elásticas								
Pisos	Híbrido				Híbrido			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	x	y	x	y	x	y	x	y
4	0,00067	0,00755	0,00212	0,00753	0,00045	0,00788	0,00109	0,00782
3	0,00126	0,01056	0,00357	0,01055	0,00088	0,01222	0,00207	0,01219
2	0,00175	0,01149	0,00465	0,01150	0,00122	0,01429	0,00289	0,01431
1	0,00144	0,00647	0,00341	0,00648	0,00110	0,00863	0,00247	0,00872
0	0	0	0	0	0	0	0	0

Pisos	EBF				EBF			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	x	y	x	y	x	y	x	y
4	0,00194	0,00276	0,00186	0,00256	0,00054	0,00091	0,00087	0,00137
3	0,00318	0,00417	0,00322	0,00411	0,00096	0,00173	0,00164	0,00259
2	0,00415	0,00499	0,00426	0,00513	0,00132	0,00237	0,00230	0,00360
1	0,00301	0,00317	0,00320	0,00337	0,00120	0,00181	0,00205	0,00272
0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabla 8. Desplazamientos modelados 4 pisos

Desplazamientos								
Pisos	Híbrido				Híbrido			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	x	y	x	y	x	y	x	y
4	0,00415	0,02981	0,01125	0,02980	0,00292	0,03550	0,00694	0,03552
3	0,00367	0,02366	0,00960	0,02367	0,00262	0,02913	0,00611	0,02920
2	0,00265	0,01494	0,00668	0,01496	0,00192	0,01906	0,00444	0,01915
1	0,00121	0,00539	0,00284	0,00540	0,00092	0,00720	0,00205	0,00727
0	0	0	0	0	0	0	0	0
Pisos	EBF				EBF			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	x	y	x	y	x	y	x	y
4	0,01002	0,01226	0,01024	0,01231	0,00317	0,00534	0,00555	0,00824
3	0,00852	0,01011	0,00880	0,01034	0,00284	0,00478	0,00493	0,00729
2	0,00593	0,00671	0,00618	0,00700	0,00209	0,00345	0,00361	0,00524
1	0,00251	0,00264	0,00267	0,00281	0,00100	0,00151	0,00171	0,00227
0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabla 9. Corte basal modelados 4 pisos

Corte basal								
Pisos	Híbrido				Híbrido			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	X	y	x	y	x	y	x	Y
4	128420	143387	130764	143005	130536	136765	121946	135999
3	128420	143387	130764	143005	130536	136765	121946	135999
3	284419	291474	278103	290657	296105	284507	268210	282949
2	284419	291474	278103	290657	296105	284507	268210	282949
2	395598	389172	381607	388096	413822	384027	373213	382097
1	395598	389172	381607	388096	413822	384027	373213	382097

1	453613	434449	433551	433224	477370	430306	428704	428329
0	453613	434449	433551	433224	477370	430306	428704	428329
0	0	0	0	0	0	0	0	0
Pisos	EBF				EBF			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	X	y	x	y	x	y	x	Y
4	131086	136305	130783	135056	129442	120901	121269	123520
3	131086	136305	130783	135056	129442	120901	121269	123520
3	277660	283434	279807	284864	293706	271296	269580	273095
2	277660	283434	279807	284864	293706	271296	269580	273095
2	380920	384153	384893	388361	410841	378240	376154	379794
1	380920	384153	384893	388361	410841	378240	376154	379794
1	432427	432231	438151	438080	474123	431382	433656	433240
0	432427	432231	438151	438080	474123	431382	433656	433240
0	0	0	0	0	0	0	0	0

Modelados de 6 pisos

Tabla 10. Derivas elásticas modelados 6 pisos

Derivas elásticas								
Pisos	Híbrido				Híbrido			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	x	y	x	y	x	y	x	y
6	0,00065	0,01000	0,00221	0,01011	0,00062	0,00473	0,00083	0,00481
5	0,00109	0,01234	0,00324	0,01245	0,00107	0,00710	0,00141	0,00720
4	0,00151	0,01436	0,00434	0,01448	0,00148	0,00940	0,00197	0,00950
3	0,00182	0,01485	0,00505	0,01497	0,00179	0,01074	0,00238	0,01084
2	0,00199	0,01264	0,00490	0,01274	0,00200	0,01018	0,00259	0,01025
1	0,00141	0,00591	0,00263	0,00591	0,00155	0,00546	0,00181	0,00544
0	0	0	0	0	0	0	0	0
Pisos	EBF				EBF			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	x	y	x	y	x	y	x	y
6	0,00071	0,00139	0,00157	0,00239	0,00062	0,00123	0,00084	0,00142
5	0,00117	0,00211	0,00259	0,00358	0,00099	0,00198	0,00145	0,00241
4	0,00161	0,00285	0,00363	0,00487	0,00130	0,00256	0,00201	0,00329
3	0,00193	0,00340	0,00437	0,00576	0,00152	0,00292	0,00241	0,00392
2	0,00214	0,00347	0,00457	0,00566	0,00169	0,00315	0,00271	0,00428

1	0,00157	0,00214	0,00288	0,00326	0,00145	0,00224	0,00216	0,00294
0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabla 11. Desplazamientos modelados 6 pisos

Desplazamientos								
Pisos	Híbrido				Híbrido			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	x	y	x	y	x	y	x	y
6	0,00681	0,05780	0,01833	0,05824	0,00684	0,03919	0,00889	0,03952
5	0,00636	0,04969	0,01661	0,05004	0,00641	0,03542	0,00829	0,03569
4	0,00550	0,03960	0,01399	0,03986	0,00557	0,02966	0,00718	0,02985
3	0,00428	0,02776	0,01043	0,02792	0,00438	0,02192	0,00558	0,02203
2	0,00279	0,01544	0,00625	0,01550	0,00291	0,01301	0,00362	0,01304
1	0,00118	0,00493	0,00219	0,00493	0,00129	0,00455	0,00151	0,00453
0	0	0	0	0	0	0	0	0
Pisos	EBF				EBF			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	x	y	x	y	x	y	x	y
6	0,00730	0,01217	0,01598	0,02064	0,00598	0,01102	0,00930	0,01450
5	0,00682	0,01120	0,01480	0,01882	0,00560	0,01026	0,00873	0,01356
4	0,00592	0,00959	0,01273	0,01596	0,00485	0,00878	0,00760	0,01171
3	0,00463	0,00731	0,00977	0,01199	0,00381	0,00678	0,00598	0,00909
2	0,00304	0,00452	0,00615	0,00722	0,00257	0,00442	0,00400	0,00590
1	0,00131	0,00178	0,00240	0,00272	0,00121	0,00186	0,00180	0,00245
0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabla 12. Corte basal modelados 6 pisos

Corte basal								
Pisos	Híbrido				Híbrido			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	X	y	x	y	x	y	x	y
6	131320	168772	146242	170632	125818	145993	133525	148174
5	131320	168772	146242	170632	125818	145993	133525	148174
5	302957	336979	319715	340728	292404	315456	303801	319859
4	302957	336979	319715	340728	292404	315456	303801	319859
4	441327	466363	460601	471377	426908	452423	442314	458486
3	441327	466363	460601	471377	426908	452423	442314	458486

3	549757	563467	568104	569451	532890	556287	550780	563525
2	549757	563467	568104	569451	532890	556287	550780	563525
2	626375	629606	638891	636279	608806	624587	626910	632524
1	626375	629606	638891	636279	608806	624587	626910	632524
1	663755	663975	670821	670871	647392	656288	664577	664469
0	663755	663975	670821	670871	647392	656288	664577	664469
0	0	0	0	0	0	0	0	0
Pisos	EBF				EBF			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	X	y	x	y	x	y	x	y
6	131569	137898	138588	143003	124238	127029	127075	128736
5	131569	137898	138588	143003	124238	127029	127075	128736
5	302616	310508	311303	317511	292033	294917	294469	297863
4	302616	310508	311303	317511	292033	294917	294469	297863
4	441434	451147	453098	460380	425654	429709	430404	436071
3	441434	451147	453098	460380	425654	429709	430404	436071
3	550328	559835	563239	569705	530741	533742	537526	543609
2	550328	559835	563239	569705	530741	533742	537526	543609
2	627824	633428	638226	641740	606997	607012	614672	618607
1	627824	633428	638226	641740	606997	607012	614672	618607
1	666718	667124	673584	673640	648207	643349	655023	654632
0	666718	667124	673584	673640	648207	643349	655023	654632
0	0	0	0	0	0	0	0	0

Modelados de 8 pisos

Tabla 13. Derivas elásticas modelados 8 pisos

Derivas elásticas								
Pisos	Híbrido				Híbrido			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	X	y	x	y	x	y	x	y
8	0,00081	0,00569	0,00249	0,00717	0,00063	0,00568	0,00069	0,00554
7	0,00125	0,00808	0,00347	0,00901	0,00092	0,00807	0,00102	0,00716
6	0,00171	0,01068	0,00464	0,01103	0,00122	0,01068	0,00139	0,00900
5	0,00207	0,01293	0,00569	0,01269	0,00145	0,01292	0,00167	0,01056

4	0,00235	0,01452	0,00645	0,01359	0,00162	0,01450	0,00190	0,01151
3	0,00254	0,01493	0,00669	0,01320	0,00172	0,01491	0,00205	0,01138
2	0,00264	0,01311	0,00592	0,01079	0,00179	0,01311	0,00208	0,00948
1	0,00191	0,00663	0,00295	0,00495	0,00139	0,00663	0,00143	0,00454
0	0	0	0	0	0	0	0	0
Pisos	EBF				EBF			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	X	y	x	y	x	y	x	y
8	0,00086	0,00183	0,00251	0,00360	0,00065	0,00153	0,00070	0,00150
7	0,00134	0,00252	0,00362	0,00462	0,00095	0,00203	0,00107	0,00202
6	0,00181	0,00326	0,00493	0,00591	0,00122	0,00252	0,00141	0,00254
5	0,00220	0,00386	0,00611	0,00709	0,00144	0,00287	0,00169	0,00292
4	0,00250	0,00430	0,00699	0,00792	0,00161	0,00311	0,00190	0,00317
3	0,00271	0,00458	0,00736	0,00807	0,00171	0,00324	0,00204	0,00333
2	0,00281	0,00433	0,00671	0,00690	0,00177	0,00307	0,00213	0,00317
1	0,00202	0,00273	0,00354	0,00350	0,00137	0,00200	0,00162	0,00201
0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabla 14. Desplazamientos modelados 8 pisos

Desplazamientos								
Pisos	Híbrido				Híbrido			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	X	y	x	y	x	y	x	y
8	0,01235	0,07044	0,03145	0,06755	0,00861	0,07040	0,00984	0,05660
7	0,01178	0,06609	0,02951	0,06185	0,00819	0,06605	0,00937	0,05223
6	0,01080	0,05977	0,02673	0,05464	0,00747	0,05975	0,00857	0,04650
5	0,00944	0,05122	0,02294	0,04568	0,00649	0,05120	0,00746	0,03921
4	0,00775	0,04069	0,01826	0,03526	0,00532	0,04068	0,00610	0,03054
3	0,00582	0,02873	0,01292	0,02403	0,00400	0,02872	0,00454	0,02102
2	0,00372	0,01634	0,00736	0,01306	0,00258	0,01635	0,00285	0,01157
1	0,00159	0,00553	0,00246	0,00412	0,00116	0,00553	0,00119	0,00378
0	0	0	0	0	0	0	0	0
Pisos	EBF				EBF			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	X	y	x	y	x	y	x	y
8	0,01308	0,02175	0,03417	0,03867	0,00852	0,01598	0,01006	0,01628
7	0,01248	0,02044	0,03224	0,03588	0,00809	0,01493	0,00958	0,01524
6	0,01145	0,01852	0,02936	0,03222	0,00738	0,01341	0,00877	0,01371

5	0,01001	0,01594	0,02537	0,02746	0,00641	0,01144	0,00765	0,01173
4	0,00823	0,01283	0,02036	0,02165	0,00525	0,00915	0,00629	0,00940
3	0,00618	0,00930	0,01459	0,01510	0,00395	0,00663	0,00474	0,00682
2	0,00394	0,00555	0,00848	0,00853	0,00254	0,00396	0,00305	0,00407
1	0,00168	0,00227	0,00295	0,00292	0,00114	0,00166	0,00135	0,00167
0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabla 15. Corte basal modelados 8 pisos

Corte basal								
Pisos	Hibrido				Hibrido			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	X	y	x	y	x	y	x	y
8	124102	133031	127798	143262	126275	132897	129949	135977
7	124102	133031	127798	143262	126275	132897	129949	135977
7	298838	276210	288822	293196	304208	275903	307159	285390
6	298838	276210	288822	293196	304208	275903	307159	285390
6	445962	392672	426663	411442	452220	392266	456809	406291
5	445962	392672	426663	411442	452220	392266	456809	406291
5	570715	488615	543384	508631	576295	488129	582953	506558
4	570715	488615	543384	508631	576295	488129	582953	506558
4	674341	568017	638230	588449	679213	567468	687280	588388
3	674341	568017	638230	588449	679213	567468	687280	588388
3	755533	631775	709187	650978	760423	631174	769469	651358
2	755533	631775	709187	650978	760423	631174	769469	651358
2	813612	677010	755083	696535	819686	676366	827081	695547
1	813612	677010	755083	696535	819686	676366	827081	695547
1	840885	700999	774422	719465	848756	700364	854579	717007
0	840885	700999	774422	719465	848756	700364	854579	717007
0	0	0	0	0	0	0	0	0
Pisos	EBF				EBF			
	F - T		F - I		C - T		C - I	
	X	y	x	y	x	y	x	y
8	125719	128270	117173	112060	126876	129532	127742	130716
7	125719	128270	117173	112060	126876	129532	127742	130716
7	299706	298894	264166	244243	306442	302029	305083	304620
6	299706	298894	264166	244243	306442	302029	305083	304620
6	448004	445578	389685	354709	455766	447963	454715	452206
5	448004	445578	389685	354709	455766	447963	454715	452206

5	573733	568782	496220	447230	580888	568800	580795	574643
4	573733	568782	496220	447230	580888	568800	580795	574643
4	677915	669186	583465	522597	684636	666758	685252	674047
3	677915	669186	583465	522597	684636	666758	685252	674047
3	760111	746272	649735	579651	766495	742534	768229	750980
2	760111	746272	649735	579651	766495	742534	768229	750980
2	817876	797218	693652	617862	826234	793573	827513	802753
1	817876	797218	693652	617862	826234	793573	827513	802753
1	845747	819342	712899	634681	855486	816270	857284	825752
0	845747	819342	712899	634681	855486	816270	857284	825752
0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tablas mostradas anteriormente son los resultados obtenidos con el software de última generación a los cuales se le aplicaron los fundamentos de la norma COVENIN 1756-2001 para que cumpliera con los mínimos y máximos valores permitidos por la norma.

4.5 Realizar el análisis comparativo del sistema estructural planteado utilizando en eslabón perfiles I y Tubulares tipo cajón.

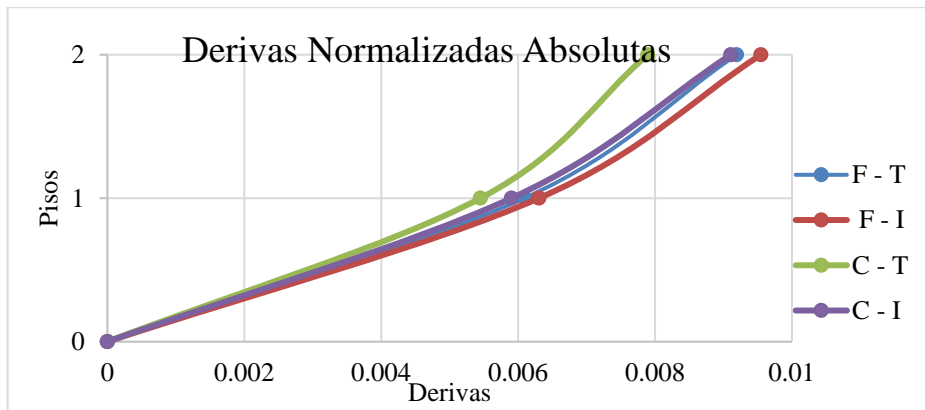
El comportamiento de los eslabones puede variar dependiendo de la fuerza que se ve aplicada ya sea tanto como corte o flexión, es por eso que se realizó un análisis para ver qué tan variable puede ser al estar sometido a diferentes solicitaciones, ya que una sección que se comporte a corte puede tener una mayor o menor deriva elástica, por lo que se planteó este análisis, Leyenda: Flexión Tubular (F-T), Flexión I (F - I), Corte Tubular (C - T) y Corte I (C - I)

4.5.1 Comparación de los datos obtenidos con el software de última generación

Modelado de 2 pisos Híbrido

Tabla 16. Derivas normalizadas absolutas modelados 2 pisos Híbrido

Híbrido				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
2	0,0091913	0,009546	0,0078923	0,0091067
1	0,0060904	0,0063031	0,0054492	0,0059012
0	0	0	0	0

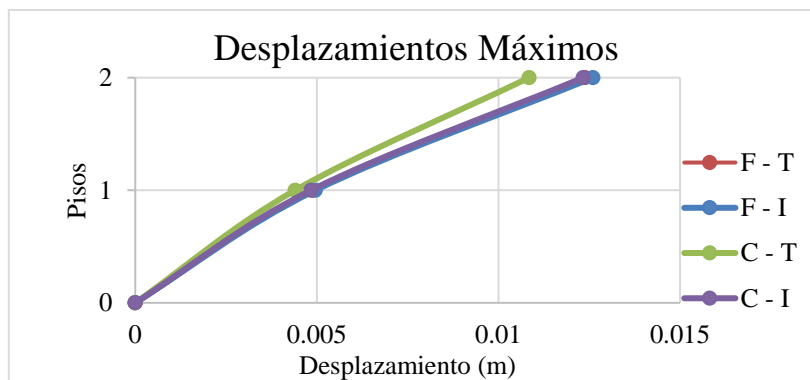


Gráfica 2. Derivas normalizadas absolutas modelados 2 pisos Híbrido
Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

Como se observa en la gráfica, las derivas más grandes se dan en el piso 2 de la edificación. Los modelados con enlaces a corte tienden a variar más sus derivas entre ellos, mientras que los modelados con enlaces a flexión resultan en derivas más similares. A pesar de tener un comportamiento parecido, los tubulares trabajando a corte son los más rígidos.

Tabla 17. Desplazamientos máximos modelados 2 pisos Híbrido

Híbrido				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
2	0,012387	0,012604	0,010844	0,012336
1	0,004892	0,004959	0,004403	0,00484
0	0	0	0	0

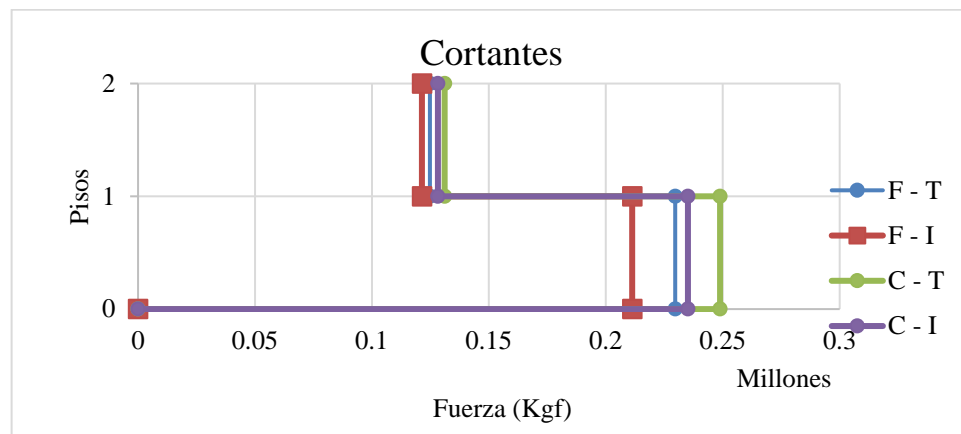


Gráfica 3. Desplazamientos máximos modelados 2 pisos Híbrido
Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

Los desplazamientos se mantienen similares en todos los modelados con excepción del enlace tubular a corte, notándose más la diferencia en el segundo piso, esto debido a que es el más rígido lo cual hace que se desplace menos.

Tabla 18. Corte basal modelados 2 pisos Híbrido

Híbrido				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
2	124817,18	121394,55	131092,25	128202,34
1	124817,18	121394,55	131092,25	128202,34
1	229675,31	211275,79	248857,94	235116,06
0	229675,31	211275,79	248857,94	235116,06
0	0	0	0	0



Gráfica 4. Corte basal modelados 2 pisos Híbrido

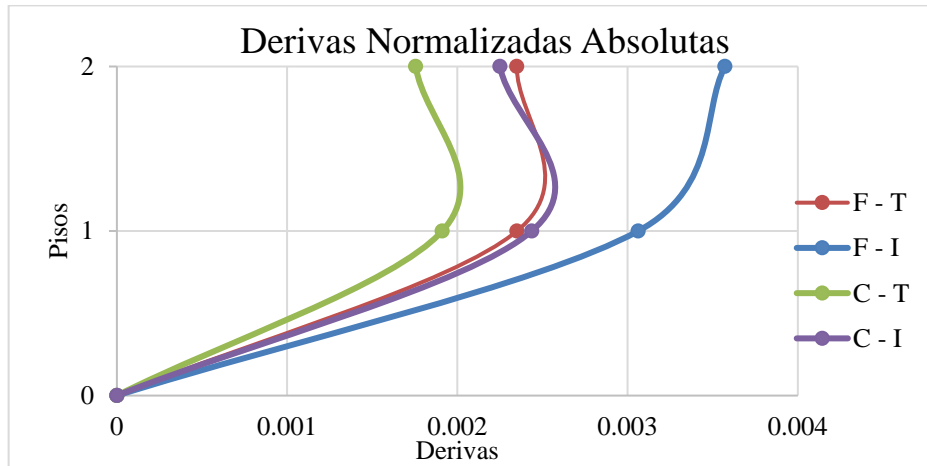
Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

El corte basal en los modelados con perfiles tubulares tiende a ser un poco mayor que los modelados con perfiles I, esto es debido a que los perfiles tubulares son más pesados, lo que aumenta su corte basal.

Modelado de 2 pisos EBF

Tabla 19. Derivas normalizadas absolutas modelados 2 pisos EBF

EBF				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
2	0,00234862	0,00357166	0,00175488	0,00225007
1	0,00235012	0,00306223	0,00191105	0,00243698
0	0	0	0	0

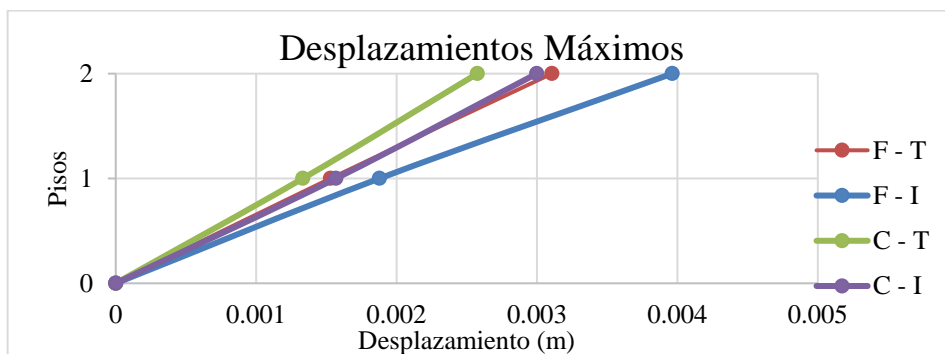


Gráfica 5. Derivas normalizadas absolutas modelados 2 pisos EBF
Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

En los modelados con pórticos EBF en su perímetro se puede observar que las derivas máximas se encuentran en el piso 1, excepto en el que tiene enlace I a flexión teniendo su mayor deriva en el piso 2. El más rígido vendría siendo el que tiene enlace corto tubular, ya que sus derivas son las menores, y el menos rígido el que tiene enlace I a flexión, por tener las mayores.

Tabla 20. Desplazamientos máximos modelados 2 pisos EBF

EBF				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
2	0,003106	0,003963	0,002575	0,002998
1	0,001529	0,001878	0,001332	0,001568
0	0	0	0	0

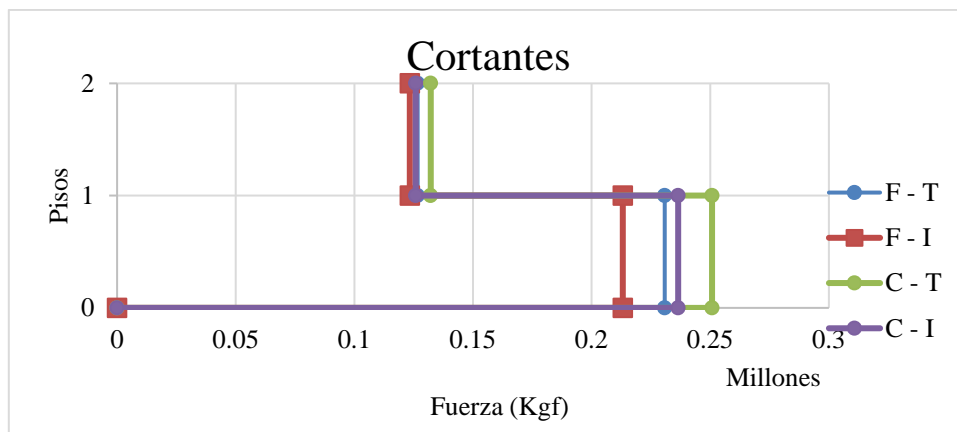


Gráfica 6. Desplazamientos máximos modelados 2 pisos EBF
Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

El que posee mayor desplazamiento es el enlace I a flexión con casi 4 mm en el piso 2 siendo el modelado menos rígido, mientras que el que se desplaza menos es el enlace tubular a corte con 2.5 mm, esto por ser el más rígido. La diferencia es mayor entre los que son a flexión que entre los que son a corte.

Tabla 21. Corte basal modelados 2 pisos EBF

EBF				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
2	126658,47	123387,14	132191,16	125862,75
1	126658,47	123387,14	132191,16	125862,75
1	230811,27	213136,6	250759,82	236481,75
0	230811,27	213136,6	250759,82	236481,75
0	0	0	0	0



Gráfica 7. Corte basal modelados 2 pisos EBF

Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017

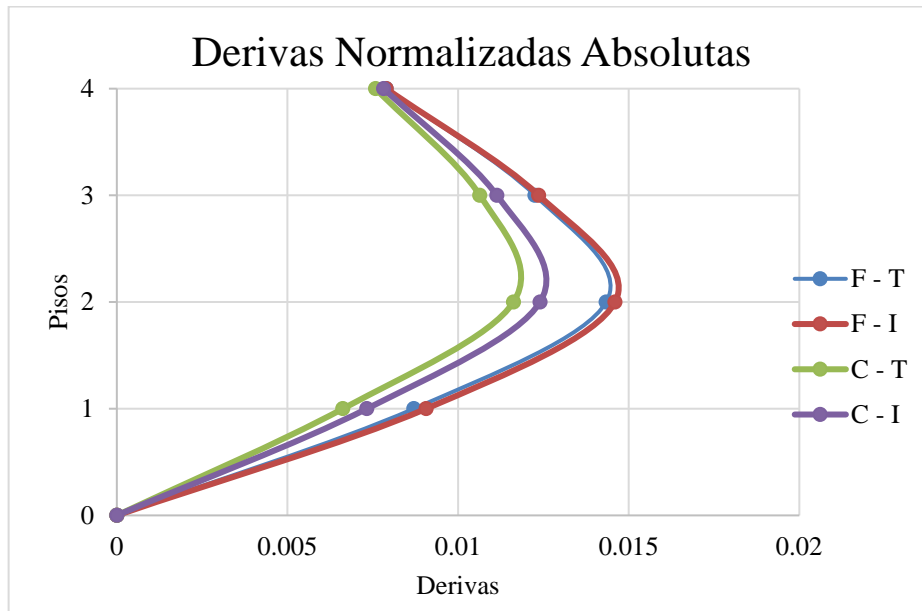
El enlace corto tubular sería el más pesado de los cuatro teniendo el mayor corte basal, mientras que el enlace largo I sería el más liviano.

Modelado de 4 pisos Híbrido

Tabla 22. Derivas normalizadas absolutas modelados 4 pisos Híbrido

Híbrido				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
4	0,007893	0,0078954	0,0075821	0,0078196
3	0,0122538	0,0123635	0,0106377	0,0111362
2	0,0143401	0,0145991	0,0116236	0,0124022

1	0,0087024	0,0090647	0,0066248	0,007327
0	0	0	0	0

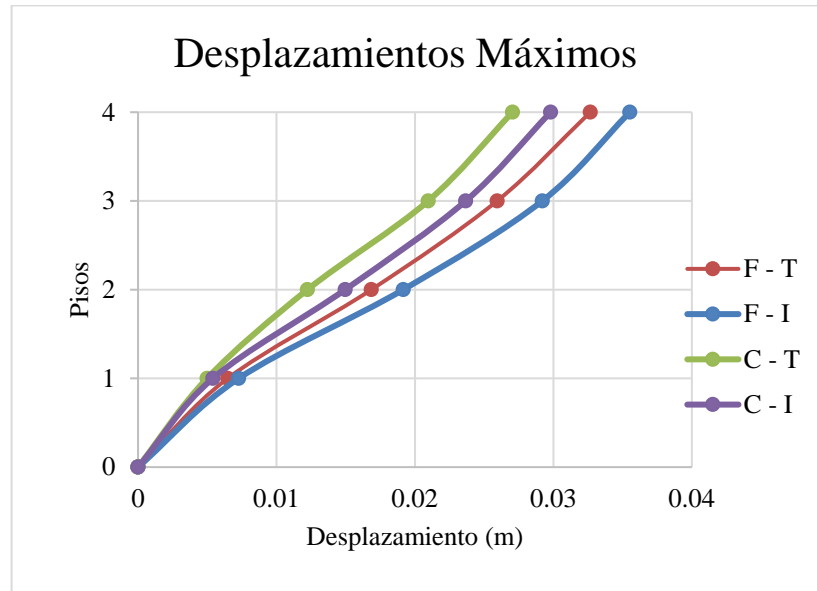


Gráfica 8. Derivas normalizadas absolutas modelados 4 pisos Híbrido
Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

Se tienen las derivadas máximas de todos los modelados en el piso 2, teniendo mayores valores los enlaces a flexión. Las derivadas difieren más entre los enlaces a corte. La edificación con enlace I a flexión es la que tiene mayores derivadas, siendo la menos rígida, mientras que el enlace tubular a corte es la más rígida con menores derivadas.

Tabla 23. Desplazamientos máximos modelados 4 pisos Híbrido

Híbrido				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
4	0,032665	0,035516	0,027048	0,029797
3	0,0259349	0,029195	0,020954	0,023666
2	0,0168484	0,019151	0,0122323	0,014956
1	0,0064743	0,007268	0,0049842	0,005402
0	0	0	0	0

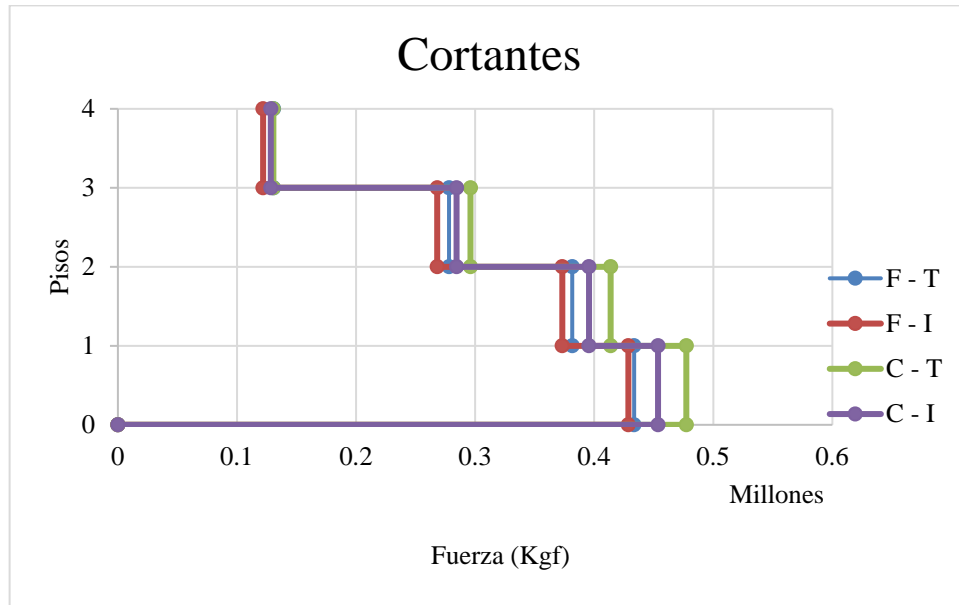


Gráfica 9. Desplazamientos máximos modelados 4 pisos Híbrido
Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

Los enlaces a flexión tienden a desplazarse más que los enlaces a corte. Los enlaces a flexión son los que tienen menos rigidez con los mayores desplazamientos, y los tubulares los más rígidos con menos desplazamiento.

Tabla24. Corte basal modelados 4 pisos Híbrido

Híbrido				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
4	130763,67	121945,83	130536,05	128419,81
3	130763,67	121945,83	130536,05	128419,81
3	278102,91	268210,17	296105,47	284418,5
2	278102,91	268210,17	296105,47	284418,5
2	381606,54	373213,03	413822,25	395598,38
1	381606,54	373213,03	413822,25	395598,38
1	433551,3	428704,38	477370,37	453612,77
0	433551,3	428704,38	477370,37	453612,77
0	0	0	0	0



Gráfica 10. Corte basal modelados 4 pisos Híbrido

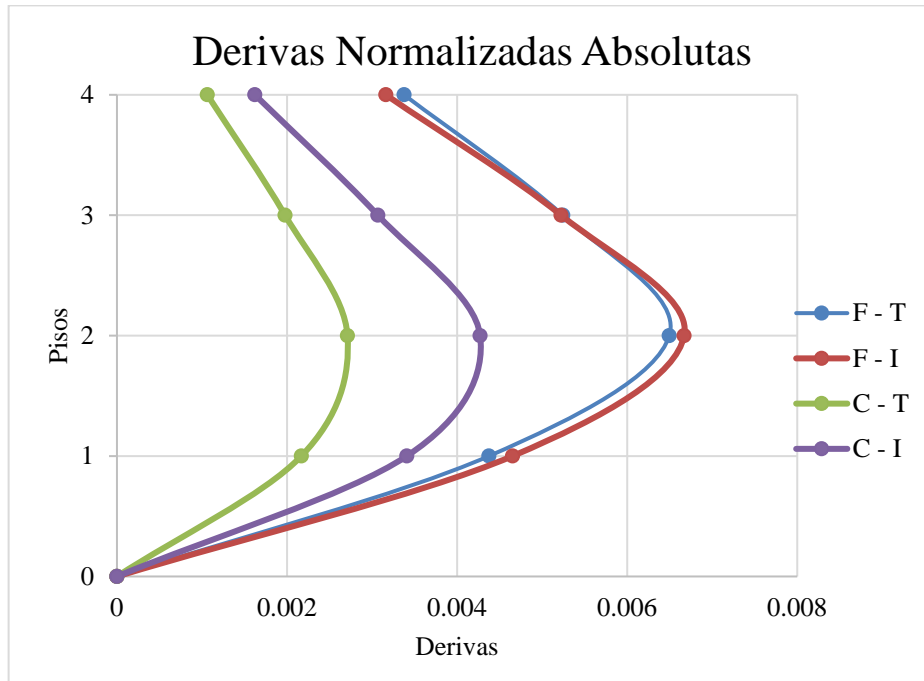
Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

Los enlaces tubulares tienden a mayor corte basal siendo estos los más pesados, mientras que los enlaces I son más cercanos entre sí y con menos corte por tener menos peso.

Modelado de 4 pisos EBF

Tabla 25. Derivas normalizadas absolutas modelados 4 pisos EBF

EBF				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
4	0,00337689	0,00316184	0,00106195	0,00162185
3	0,00524249	0,00522334	0,00197734	0,00306811
2	0,00649547	0,00667017	0,00271095	0,00427113
1	0,00437475	0,00465232	0,00216866	0,00340849
0	0	0	0	0

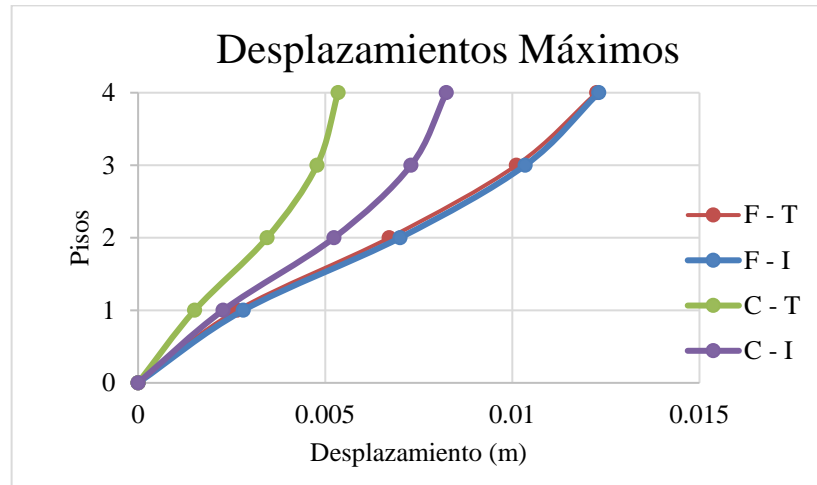


Gráfica 11. Derivas normalizadas absolutas modelados 4 pisos EBF
Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

Las derivadas máximas se encuentran en el piso 2 de todos los modelados, las mayores las presentan los de enlace a flexión y son similares entre ellos, estos serían los que tienen menos rigidez, mientras que en los enlaces a corte presentan derivadas más pequeñas y con más diferencia entre ellos, siendo el enlace con perfil tubular a corte el que tiene la menor deriva absoluta siendo el más rígido.

Tabla 26. Desplazamientos máximos modelados 4 pisos EBF

EBF				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
4	0,012255	0,012312	0,005344	0,008237
3	0,010108	0,010344	0,004781	0,007292
2	0,006711	0,007	0,003446	0,005235
1	0,002642	0,002811	0,001511	0,00227
0	0	0	0	0



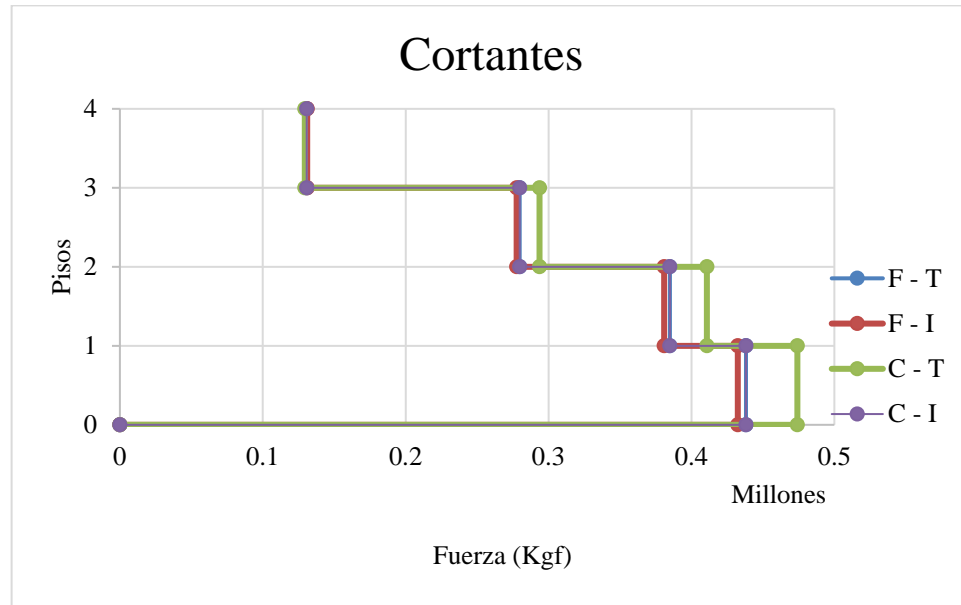
Gráfica 12. Desplazamientos máximos modelados 4 pisos EBF

Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

Así como en las derivas normalizadas absolutas, los que presentan mayor desplazamiento y menos diferencias entre ellos son los enlaces a flexión, siendo estos los menos rígidos, mientras que los enlaces a corte se desplazan menos y difieren más entre ellos, siendo el que se desplaza menos el enlace corto tubular al ser el más rígido.

Tabla 27. Corte basal modelados 4 pisos EBF

EBF				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
4	130783,05	131085,56	129441,85	130783,05
3	130783,05	131085,56	129441,85	130783,05
3	279806,83	277659,64	293705,94	279806,83
2	279806,83	277659,64	293705,94	279806,83
2	384892,74	380919,94	410841,01	384892,74
1	384892,74	380919,94	410841,01	384892,74
1	438150,51	432427,02	474122,72	438150,51
0	438150,51	432427,02	474122,72	438150,51
0	0	0	0	0



Gráfica 13. Corte basal modelados 4 pisos EBF

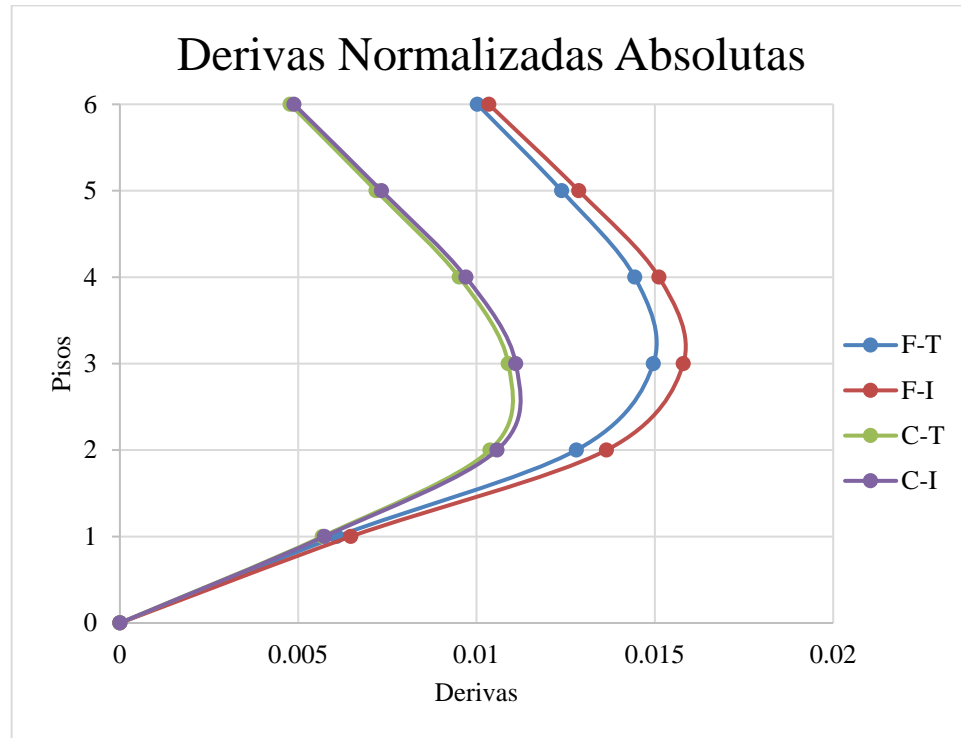
Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

Se presenta una similitud entre los cortes basales de los enlaces a flexión y el enlace corto I. El mayor corte basal lo presenta el enlace corto tubular al ser el modelado con más peso. El modelado con enlace a flexión con perfil I es el de menos corte basal y el menos pesado.

Modelado de 6 pisos Híbrido

Tabla 28. Derivas normalizadas absolutas modelados 6 pisos Híbrido

Híbrido				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
6	0,010022	0,0103441	0,0047743	0,004881
5	0,012385	0,0128679	0,0071823	0,0073335
4	0,0144358	0,0151151	0,0095159	0,0097023
3	0,0149573	0,0157968	0,0108898	0,0111012
2	0,0127984	0,0136454	0,0103757	0,0105745
1	0,0060808	0,0064738	0,0056764	0,0057319
0	0	0	0	0

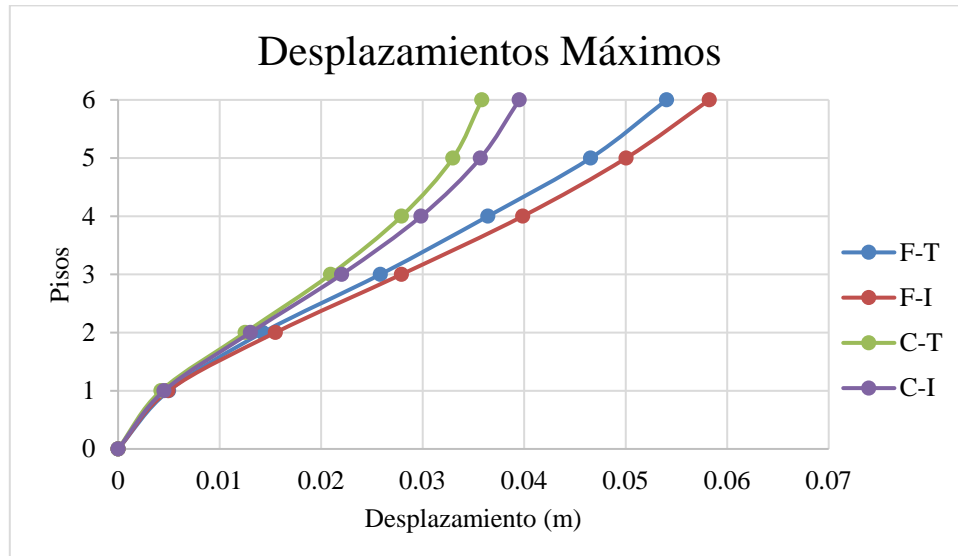


Gráfica 14. Derivas normalizadas absolutas modelados 6 pisos Híbrido
Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017

El enlace corto tubular presenta las menores derivas absolutas en todos los pisos y es similar al enlace corto I, estos tendrían la mayor rigidez. Los que están a flexión presentan una diferencia máxima en el piso 3 donde se encuentran las mayores derivas. El enlace I a flexión es el que presenta las mayores derivas siendo el menos rígido.

Tabla 29. Desplazamientos máximos modelados 6 pisos Híbrido

Híbrido				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
6	0,0540323	0,058242	0,035832	0,039522
5	0,046543	0,050042	0,032983	0,03569
4	0,036434	0,039859	0,027923	0,029848
3	0,025832	0,027916	0,020932	0,022029
2	0,0142332	0,015498	0,012523	0,013037
1	0,00499	0,00493	0,004223	0,004534
0	0	0	0	0

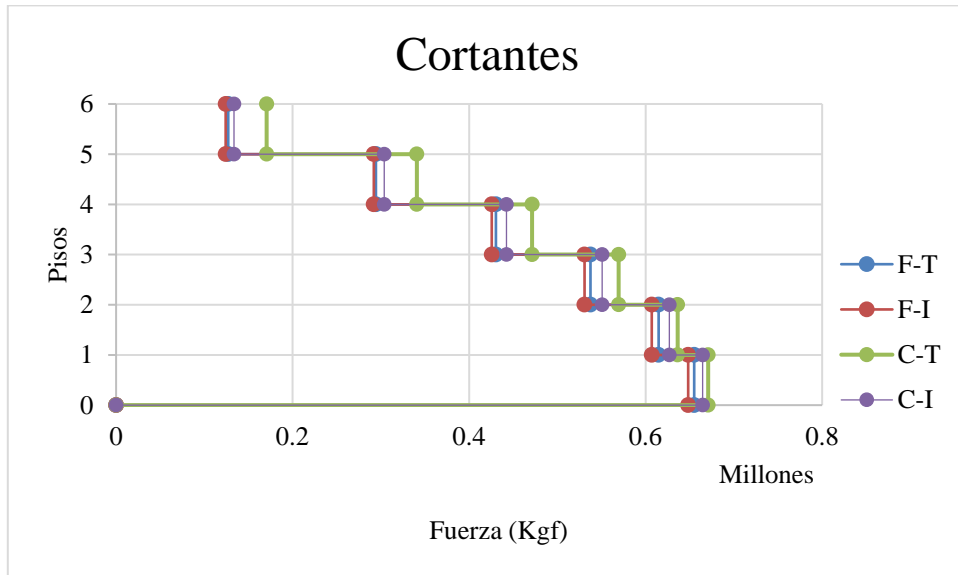


Gráfica 15. Desplazamientos máximos modelados 6 pisos Híbrido
Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

Los desplazamientos de los enlaces a corte son muy parecidos entre sí, así como los de flexión. Los mayores desplazamientos se presentan en los enlaces a flexión siendo estos los menos rígidos. Los enlaces a corte poseen menos desplazamientos al ser más rígidos.

Tabla 30. Corte basal modelados 6 pisos Híbrido

Híbrido				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
6	127074,97	124238,16	170632,32	133525,3
5	127074,97	124238,16	170632,32	133525,3
5	294469,41	292033,46	340728,23	303800,85
4	294469,41	292033,46	340728,23	303800,85
4	430403,52	425653,59	471377,45	442313,55
3	430403,52	425653,59	471377,45	442313,55
3	537525,77	530741,02	569451	550780,18
2	537525,77	530741,02	569451	550780,18
2	614671,56	606996,58	636278,73	626910,06
1	614671,56	606996,58	636278,73	626910,06
1	655023,29	648206,68	670870,93	664576,52
0	655023,29	648206,68	670870,93	664576,52
0	0	0	0	0



Gráfica 16. Corte basal modelados 6 pisos Híbrido

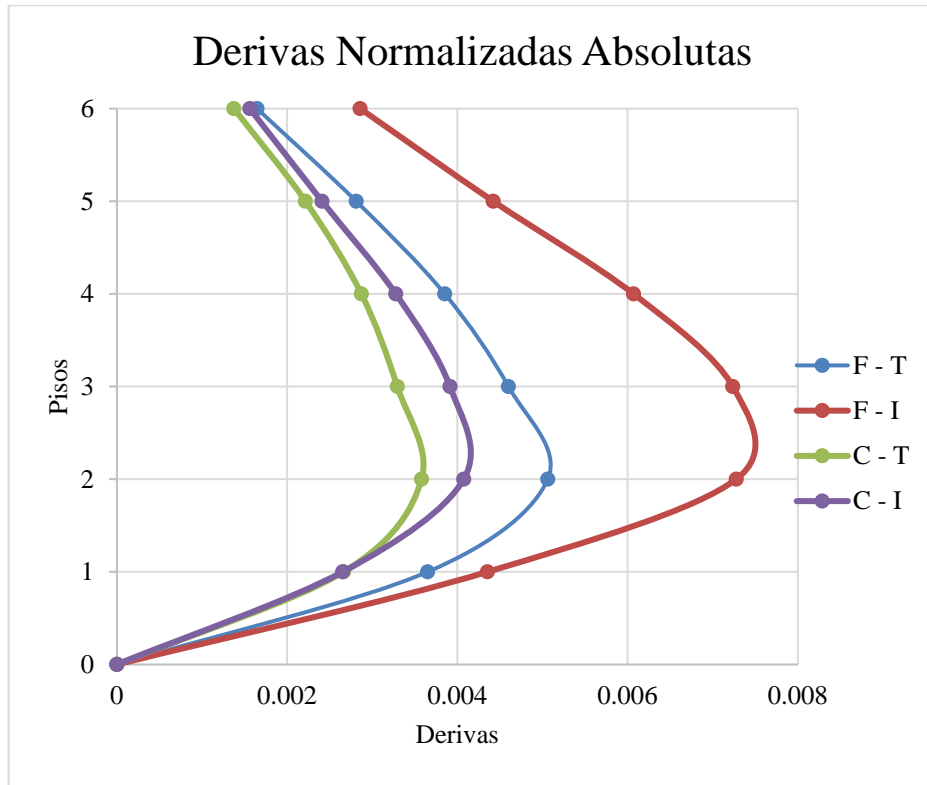
Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

A medida que se desciende en pisos los cortantes se asemejan más, teniendo el enlace tubular a corte un mayor corte basal, esto debido a que es más pesado. El modelado con enlaces de perfiles I a flexión es el menos pesado con un menor corte basal.

Modelado de 6 pisos EBF

Tabla 31. Derivas normalizadas absolutas modelados 6 pisos EBF

EBF				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
6	0,001646	0,0028577	0,0013749	0,0015617
5	0,0028116	0,0044215	0,0022153	0,0024106
4	0,0038521	0,0060689	0,0028723	0,0032771
3	0,0045999	0,0072354	0,0032944	0,0039129
2	0,0050616	0,0072758	0,0035788	0,0040752
1	0,0036513	0,0043535	0,0026631	0,0026526
0	0	0	0	0

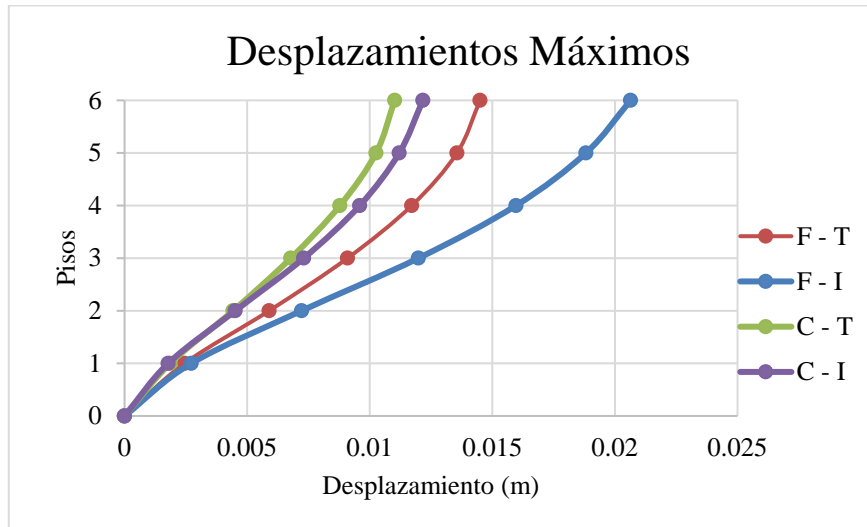


Gráfica 17. Derivas normalizadas absolutas modelados 6 pisos EBF
Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

Las mayores derivas se presentan en el piso 2, siendo el enlace tubular corto el que posee menos deriva al ser más rígido, y el enlace con perfil I a flexión posee más deriva al ser menos rígido. Los enlaces a corte difieren menos entre sí que los enlaces a flexión.

Tabla 32. Desplazamientos máximos modelados 6 pisos EBF

EBF				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
6	0,0145	0,02064	0,011017	0,012167
5	0,013558	0,018818	0,010258	0,011204
4	0,011714	0,015964	0,008784	0,009592
3	0,009094	0,011987	0,006781	0,007308
2	0,005896	0,00722	0,004424	0,004517
1	0,00245	0,002718	0,001863	0,001781
0	0	0	0	0

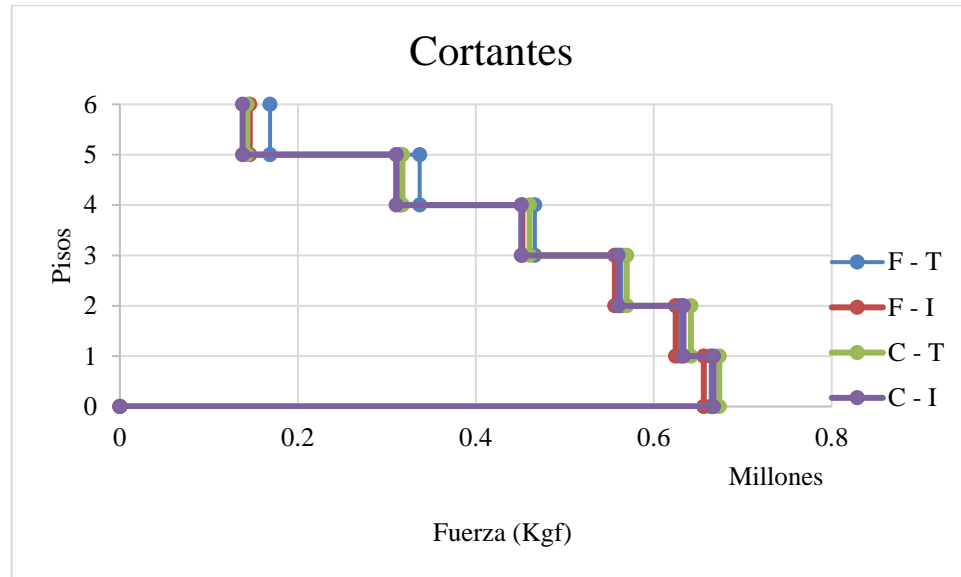


Gráfica 18. Desplazamientos máximos modelados 6 pisos EBF
Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

El enlace con mayor desplazamiento son los de perfil I a flexión siendo el menos rígido, mientras que los de menor desplazamiento son los tubulares a corte haciéndolos más rígido. Los tubulares presentan más similitud entre ellos que los enlaces con perfil I.

Tabla 33. Corte basal modelados 6 pisos EBF

EBF				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
6	168772,1	145993,36	143002,94	137897,82
5	168772,1	145993,36	143002,94	137897,82
5	336979,35	315455,88	317510,84	310507,68
4	336979,35	315455,88	317510,84	310507,68
4	466363,36	452422,63	460380,4	451146,78
3	466363,36	452422,63	460380,4	451146,78
3	563467,28	556287,44	569705,08	559835,13
2	563467,28	556287,44	569705,08	559835,13
2	629605,94	624586,78	641739,96	633427,71
1	629605,94	624586,78	641739,96	633427,71
1	663975,09	656287,85	673640,46	667124,48
0	663975,09	656287,85	673640,46	667124,48
0	0	0	0	0



Gráfica 19. Corte basal modelados 6 pisos EBF

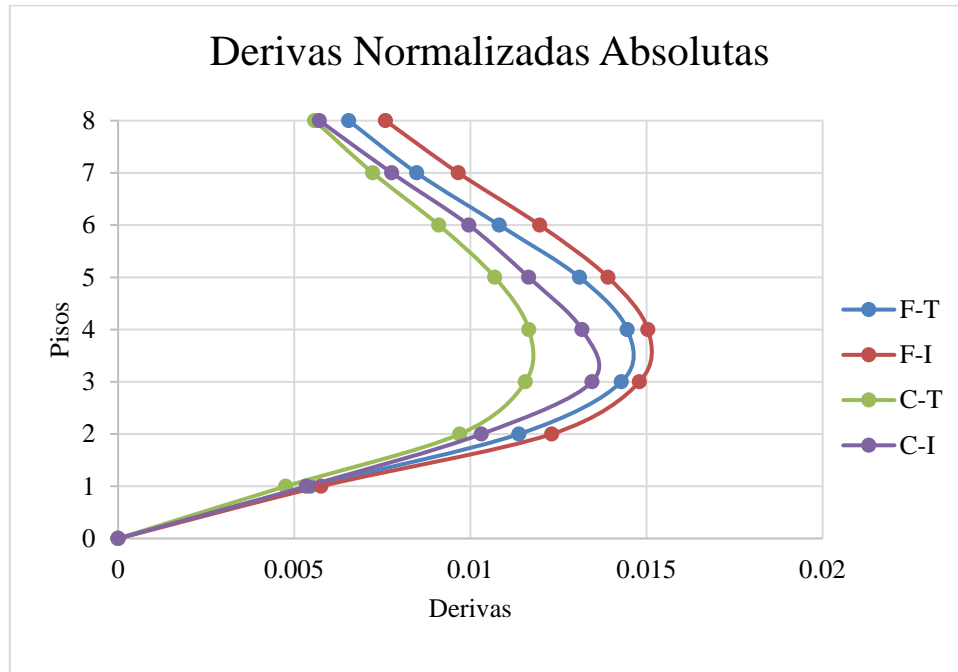
Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

Los enlaces con mayor corte basal son los enlaces tubulares a corte siendo este el más pesado. El enlace con perfil I a flexión tiene el menor corte basal siendo el menos pesado.

Modelado de 8 pisos Híbrido

Tabla 34. Derivas normalizadas absolutas modelados 8 pisos Híbrido

Híbrido				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
8	0,0065457	0,0075894	0,0055798	0,005716
7	0,0084756	0,009656	0,0072295	0,007767
6	0,0108202	0,0119681	0,0091025	0,009956
5	0,0130994	0,0139079	0,0106942	0,011657
4	0,0144543	0,0150402	0,0116616	0,013167
3	0,0142865	0,0148007	0,0115631	0,013454
2	0,0113784	0,012309	0,0097002	0,010313
1	0,005456	0,0057603	0,0047593	0,0053454
0	0	0	0	0

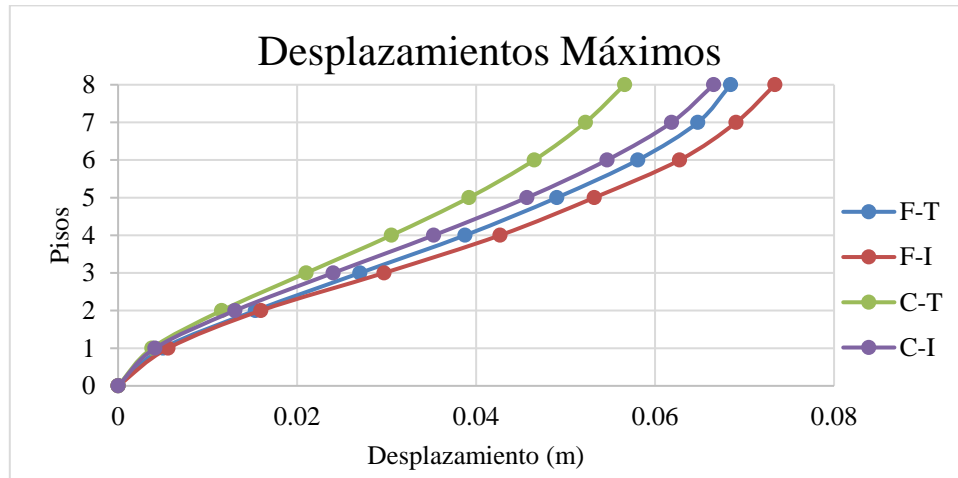


Gráfica 20. Derivas normalizadas absolutas modelados 8 pisos Híbrido
Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017

Los enlaces a flexión de perfiles I son los que presentan mayores derivas en todos los niveles por ser el menos rígidos, a su vez los enlaces a flexión presentan un comportamiento muy similar entre ellos en comparación a los enlaces a corte, siendo el enlace tubular a corte el que posee las menores derivas siendo más rígidos.

Tabla 35. Desplazamientos máximos modelados 8 pisos Híbrido

Híbrido				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
8	0,068438	0,073399	0,056601	0,066545
7	0,064786	0,069054	0,052225	0,061853
6	0,058072	0,062746	0,046503	0,054636
5	0,049024	0,053204	0,039205	0,045682
4	0,0387687	0,042676	0,030536	0,035264
3	0,027025	0,029723	0,021021	0,02403
2	0,015343	0,015949	0,01157	0,013064
1	0,005027	0,005588	0,003783	0,004123
0	0	0	0	0



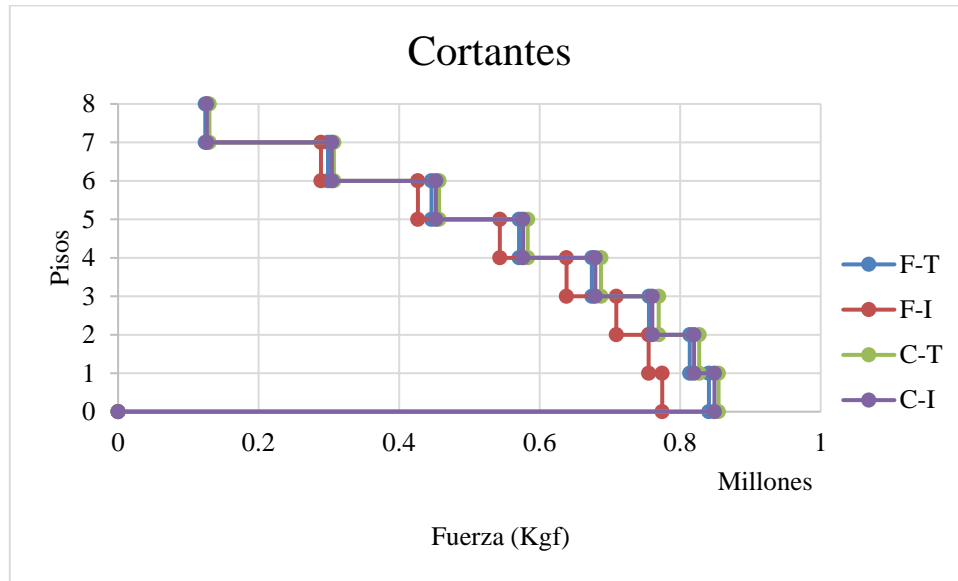
Gráfica 21. Desplazamientos máximos modelados 8 pisos Híbrido

Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017

Los enlaces con perfiles I muestran un desplazamiento con menor diferencia entre ellos en comparación a los tubulares. Los enlaces tubulares a corte son los que menos se desplaza con una mayor rigidez por nivel y el enlace con perfil I a flexión se desplazan más por tener menor rigidez.

Tabla 36. Corte basal modelados 8 pisos Híbrido

Híbrido				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
8	124102,28	127797,55	129949,37	126275,39
7	124102,28	127797,55	129949,37	126275,39
7	298838,1	288822	307159,03	304207,91
6	298838,1	288822	307159,03	304207,91
6	445961,51	426662,81	456809	452219,81
5	445961,51	426662,81	456809	452219,81
5	570715,4	543383,89	582952,92	576294,75
4	570715,4	543383,89	582952,92	576294,75
4	674341,48	638230,19	687279,54	679213
3	674341,48	638230,19	687279,54	679213
3	755533,28	709187,28	769469,07	760423,38
2	755533,28	709187,28	769469,07	760423,38
2	813612,45	755082,54	827080,7	819685,65
1	813612,45	755082,54	827080,7	819685,65
1	840884,92	774421,96	854578,92	848755,5
0	840884,92	774421,96	854578,92	848755,5
0	0	0	0	0



Gráfica 22. Corte basal modelados 8 pisos Híbrido

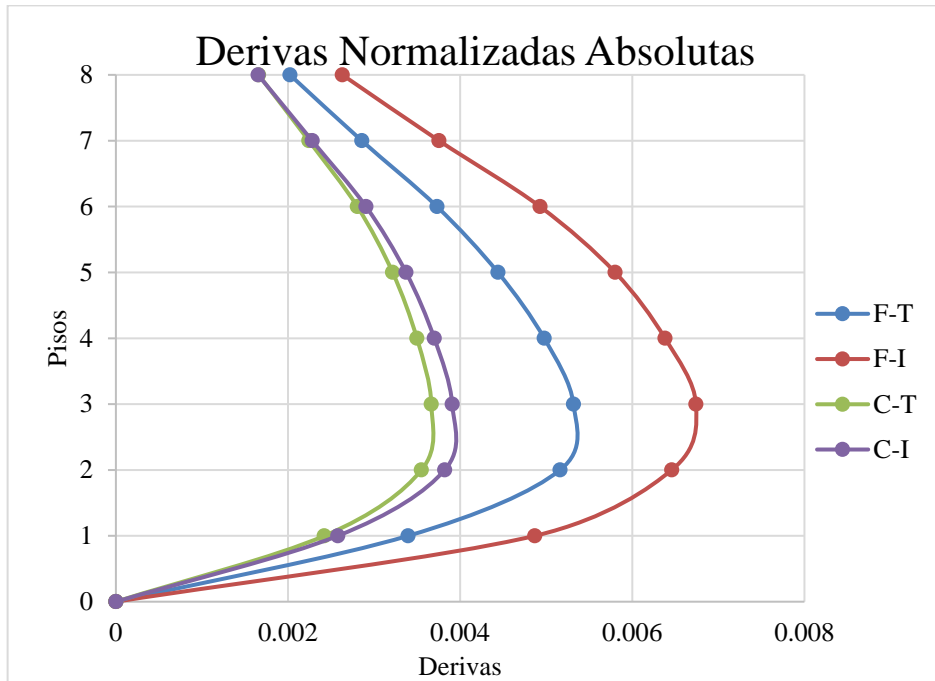
Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

Los cortantes en el piso 8 son muy similares entre todos los modelados pero a medida que se descende el enlace con perfil I a flexión tiende a diferir más del resto con un corte basal menor al ser menos pesado. El que posee mayor corte basal es el enlace tubular a corte, siendo el más pesado.

Modelado de 8 pisos EBF

Tabla 37. Derivas normalizadas absolutas modelados 8 pisos EBF

EBF				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
8	0,0020226	0,0026315	0,0016583	0,0016524
7	0,0028569	0,0037541	0,0022418	0,0022803
6	0,0037306	0,0049275	0,0028048	0,0029057
5	0,0044389	0,0058007	0,0032151	0,0033713
4	0,0049767	0,0063804	0,0034972	0,0036994
3	0,0053165	0,0067394	0,0036651	0,0039077
2	0,0051604	0,0064576	0,0035499	0,0038202
1	0,0033949	0,0048678	0,0024215	0,0025784
0	0	0	0	0



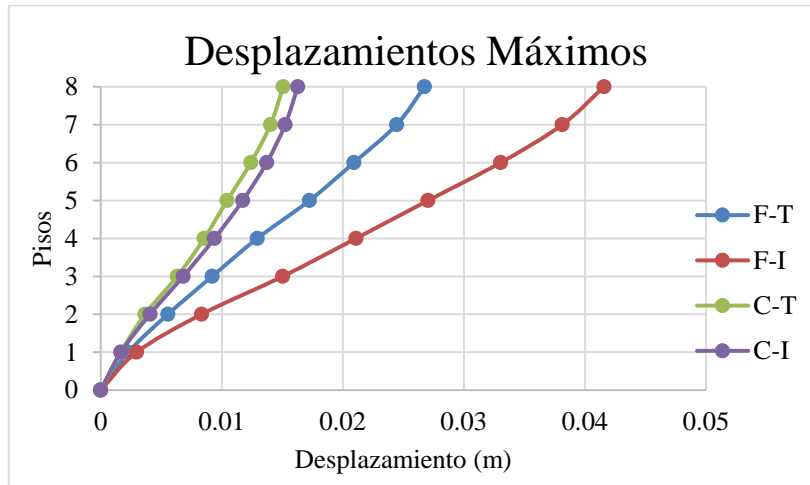
Gráfica 23. Derivas normalizadas absolutas modelados 8 pisos EBF

Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

Las derivas en los enlaces cortos son similares en todos los niveles, mientras que los enlaces a flexión difieren más entre ellos. Las derivas presentan los mayores valores en el piso 3. El enlace I a flexión presenta las mayores derivas por ser el menos rígido, mientras que el enlace corto tubular es el más rígido con las menores derivas.

Tabla 38. Desplazamientos máximos modelados 8 pisos EBF

EBF				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
8	0,026748	0,041564	0,015077	0,016277
7	0,02444	0,038123	0,014026	0,015235
6	0,020918	0,033037	0,012406	0,013712
5	0,017243	0,027032	0,010442	0,011727
4	0,012931	0,021081	0,00855	0,009397
3	0,009204	0,015034	0,006326	0,006816
2	0,00555	0,008335	0,003656	0,004074
1	0,002273	0,00297	0,001664	0,001674
0	0	0	0	0



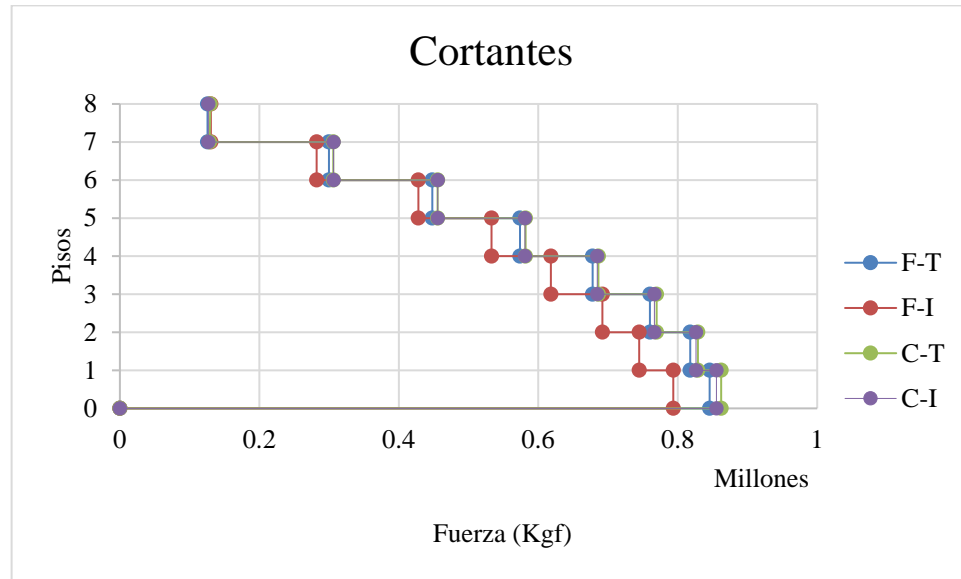
Gráfica 24. Desplazamientos máximos modelados 8 pisos EBF

Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

El enlace que presenta el mayor desplazamiento es el I a flexión, esto por tener la menor rigidez, mientras que el menos desplazado es el tubular corto siendo muy similar al I a corte siendo los más rígidos.

Tabla 39. Corte basal modelados 8 pisos EBF

EBF				
PISOS	F - T	F - I	C - T	C - I
8	125719,45	130499,82	129742,47	126875,74
7	125719,45	130499,82	128742,47	126875,74
7	299706,16	282193,85	306083,15	306442,45
6	299706,16	282193,85	306083,15	306442,45
6	448003,95	428062,05	455714,89	455765,59
5	448003,95	428062,05	455714,89	455765,59
5	573733,47	533024,86	581795,32	580888
4	573733,47	533024,86	581795,32	580888
4	677914,94	618071,64	686251,68	684636,09
3	677914,94	618071,64	686251,68	684636,09
3	760110,79	692038,55	769628,73	766494,65
2	760110,79	692038,55	769628,73	766494,65
2	817875,75	744768,48	828913,31	826233,89
1	817875,75	744768,48	828913,31	826233,89
1	845747,12	793617	862283,9	855486,45
0	845747,12	793617	862283,9	855486,45
0	0	0	0	0



Gráfica 25. Corte basal modelados 8 pisos EBF

Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

Los cortantes son similares para todos los pisos en todos los enlaces excepto el enlace de perfil I a flexión, que presenta el menor corte basal siendo el menos pesado. El enlace con el mayor corte basal y el más rígido es el tubular a corte.

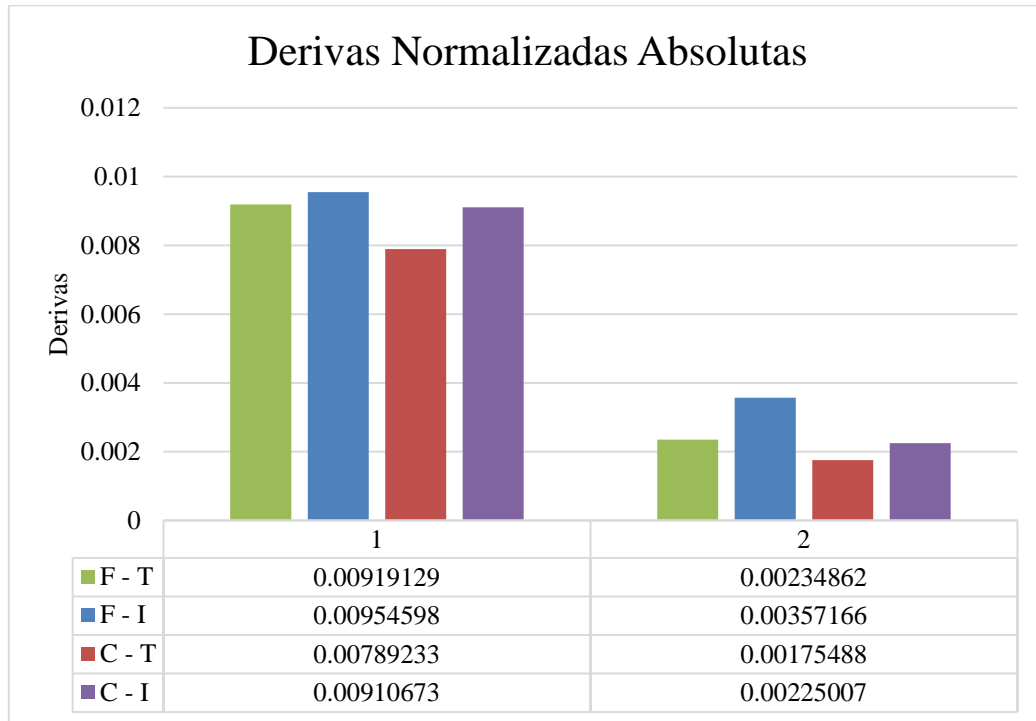
4.5.2 Comparación de valores máximos

Para mayor facilidad y rapidez al graficar, se denotaron los sistemas estructurales con números, de modo que al referirse al modelo híbrido se utiliza el número 1 mientras que al EBF se le asignó el número 2.

Modelado de 2 pisos

Tabla 40. Porcentajes de derivas normalizadas absolutas modelados 2 pisos

Porcentaje de Diferencia			
Híbrido (1)	F	3,72%	Eslabón trabajando a flexión
	C	13,34%	Eslabón trabajando a corte
EBF (2)	F	34,24%	Eslabón trabajando a flexión
	C	22,01%	Eslabón trabajando a corte



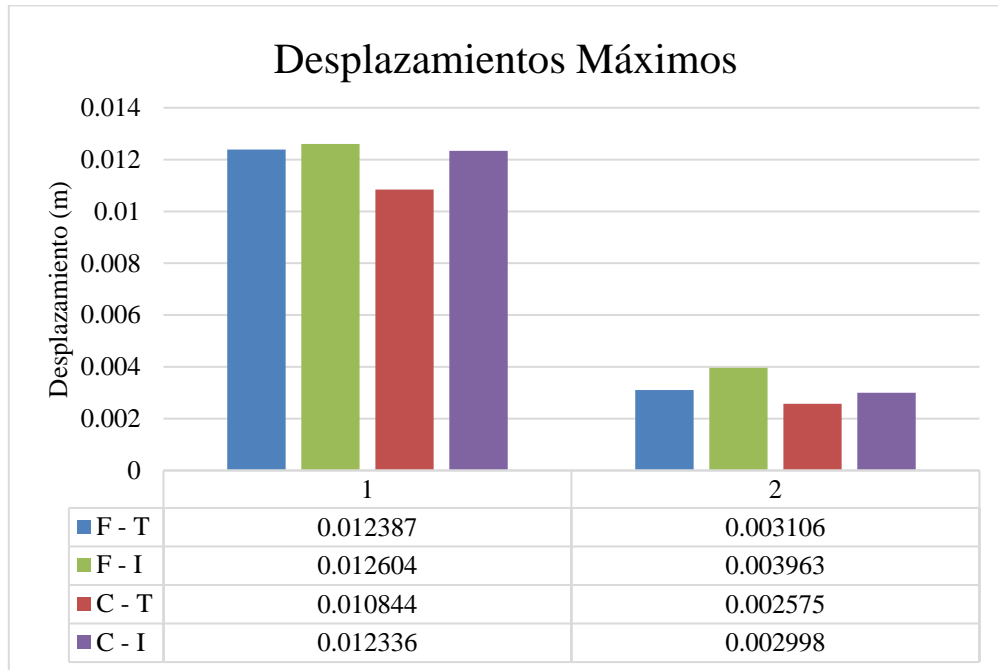
Gráfica 26. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 2 pisos

Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

Los valores para las derivas son muy cercanos para el modelo híbrido con enlaces a flexión, por lo que tienen rigidez similar, en cuanto a los enlaces a corte difieren más entre ellos, por otro lado sistema EBF por el hecho de estar más rigidizado presentan derivas menores.

Tabla 41. Porcentajes de desplazamientos máximos modelados 2 pisos

Porcentaje de Diferencia			
Híbrido (1)	F	1,72%	Eslabón trabajando a flexión
	C	12,09%	Eslabón trabajando a corte
EBF (2)	F	21,63%	Eslabón trabajando a flexión
	C	14,11%	Eslabón trabajando a corte



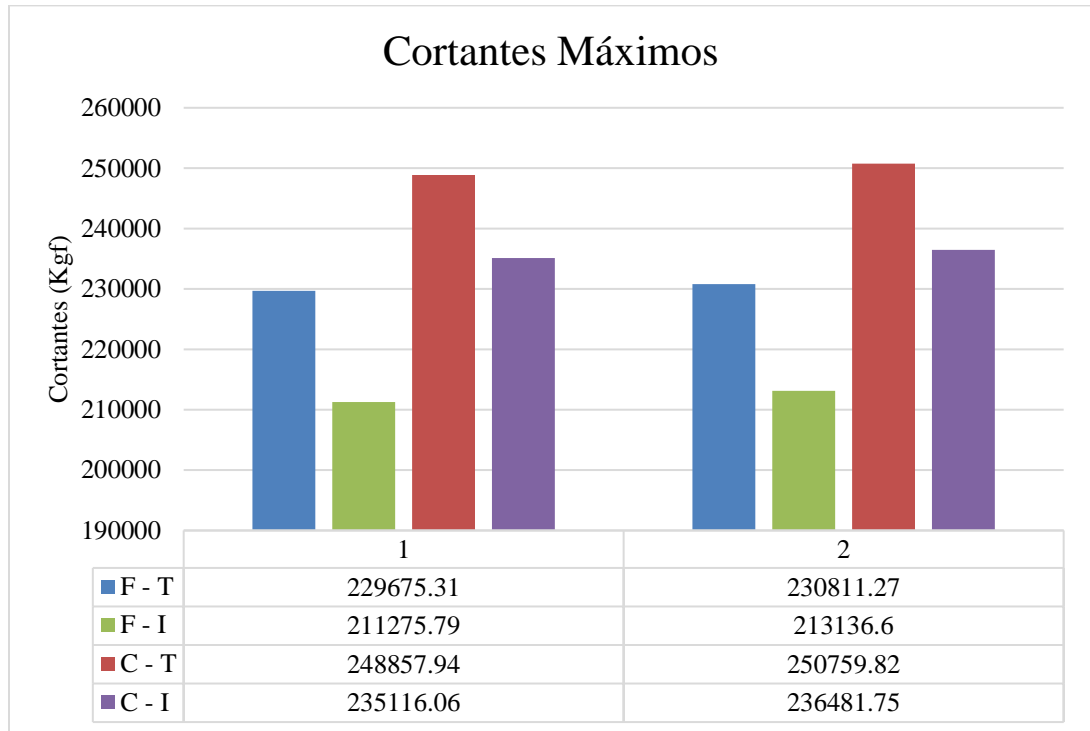
Gráfica 27. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 2 pisos

Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

A partir de la gráfica se puede observar cómo la configuración del sistema influye en su desplazabilidad. La gráfica arroja valores muy cercanos entre ellos para todos los modelados; con un mayor desplazamiento para las estructuras híbridas. Con desplazamientos muy similares para las distintas configuraciones de eslabón exceptuando los tubulares a corte que tuvieron menos desplazamiento al estar más rígidos. Para el sistema EBF sus desplazamientos fueron menores, siendo el eslabón con perfil I trabajando a flexión el más desplazado.

Tabla 42. Porcentajes de cortantes máximos modelados 2 pisos.

Porcentaje de Diferencia			
Híbrido (1)	F	8,01%	Eslabón trabajando a flexión
	C	5,52%	Eslabón trabajando a corte
EBF (2)	F	7,66%	Eslabón trabajando a flexión
	C	5,69%	Eslabón trabajando a corte



Gráfica 28. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 2 pisos

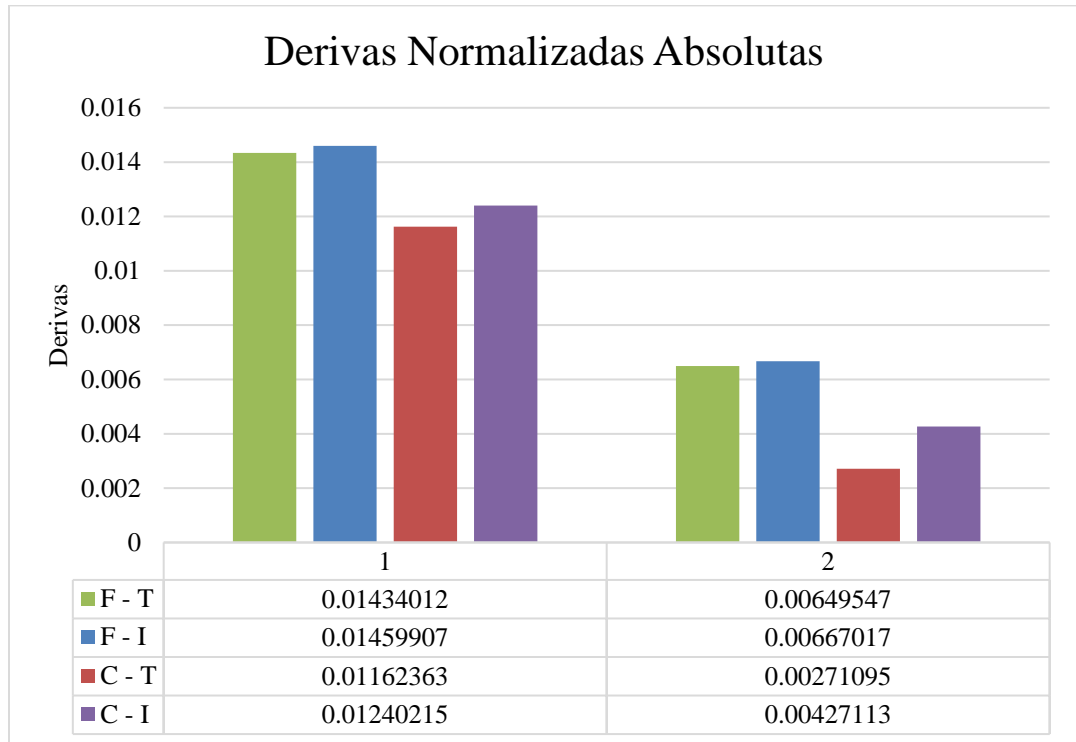
Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

La gráfica muestra que en todos los modelos donde se usaron perfil tubular trabajando a corte, obtienen un mayor valor de cortante y presentan una mayor rigidez, en cuanto a los perfiles I trabajando a flexión tienden a poseer menos corte por ser menos rígidos.

Modelado de 4 pisos

Tabla 43. Porcentajes de derivas normalizadas absolutas modelados 4 pisos

Porcentaje de Diferencia			
Híbrido (1)	F	1,77%	Eslabón trabajando a flexión
	C	16,06%	Eslabón trabajando a corte
EBF (2)	F	2,62%	Eslabón trabajando a flexión
	C	36,53%	Eslabón trabajando a corte



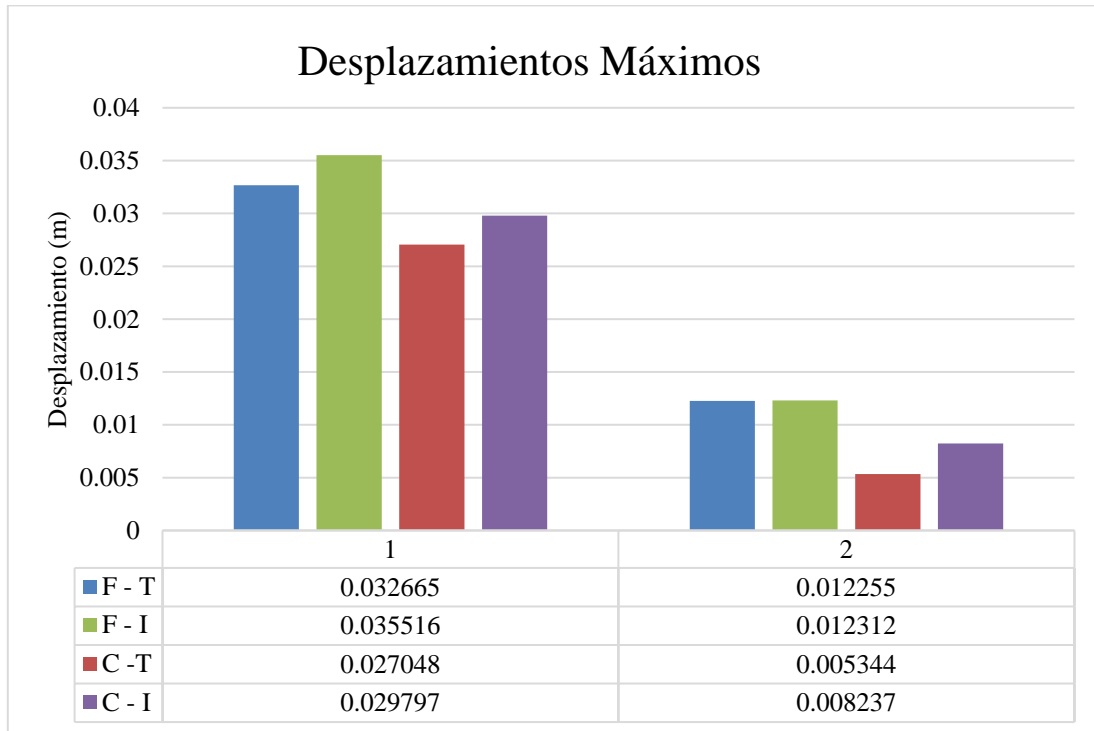
Gráfica 29. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 4 pisos

Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

Las derivas en las estructuras híbridas mantuvieron similitud entre ellas, con excepción de los eslabones con perfil tubular a corte, la cual sufre menor deriva que las demás, siendo más rígidos. Para la estructura EBF, las mayores derivas se presentaron en los eslabones a flexión y para los que trabajan a corte se aprecia que tienen menos derivas por lo que son más rígidas, en especial la tubular a corte.

Tabla 44. Porcentajes de desplazamientos máximos modelados 4 pisos

Porcentaje de Diferencia			
Híbrido (1)	F	8,03%	Eslabón trabajando a flexión
	C	9,23%	Eslabón trabajando a corte
EBF (2)	F	0,46%	Eslabón trabajando a flexión
	C	35,12%	Eslabón trabajando a corte



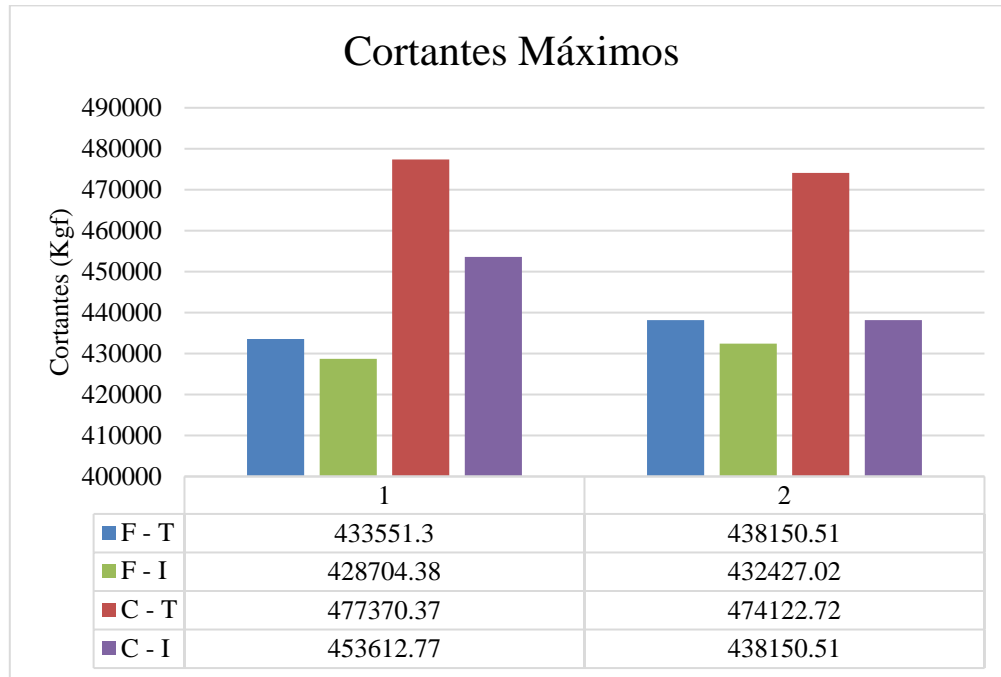
Gráfica 30. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 4 pisos

Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

Los desplazamientos en el sistema híbrido cuando el eslabón trabaja a corte para ambos perfiles son muy cercanos por tener rigideces similares al igual que trabajando a flexión. El sistema EBF para eslabones a flexión presenta desplazamientos similares por tener la misma rigidez. En cuanto a los eslabones a corte, el tubular resulto ser más rígido es por esto que sufre menos desplazamientos en comparación con los perfiles I.

Tabla 45. Porcentajes de cortantes máximos modelados 4 pisos

Porcentaje de Diferencia			
Híbrido (1)	F	1,12%	Eslabón trabajando a flexión
	C	4,98%	Eslabón trabajando a corte
EBF (2)	F	1,31%	Eslabón trabajando a flexión
	C	7,59%	Eslabón trabajando a corte



Gráfica 31. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 4 pisos

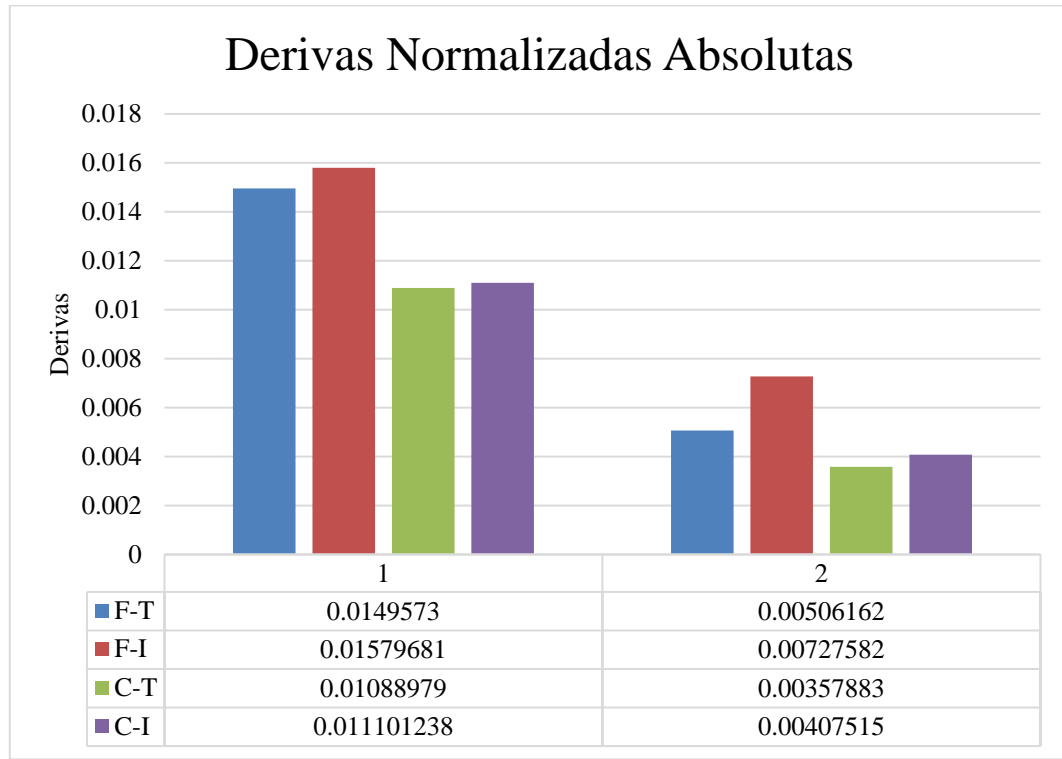
Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

Los cortes en esta sección se diferencian notablemente, para la estructura híbrida los cortes de los eslabones tubulares resultaron ser mayores. Siendo el tubular a corte el que mayor corte basal presenta para ambos sistemas, al contrario de los eslabones I.

Modelado de 6 pisos

Tabla 46. Porcentajes de derivas normalizadas absolutas modelados 6 pisos

Porcentaje de Diferencia			
Híbrido (1)	F	5,31%	Eslabón trabajando a flexión
	C	1,90%	Eslabón trabajando a corte
EBF (2)	F	30,43%	Eslabón trabajando a flexión
	C	12,18%	Eslabón trabajando a corte

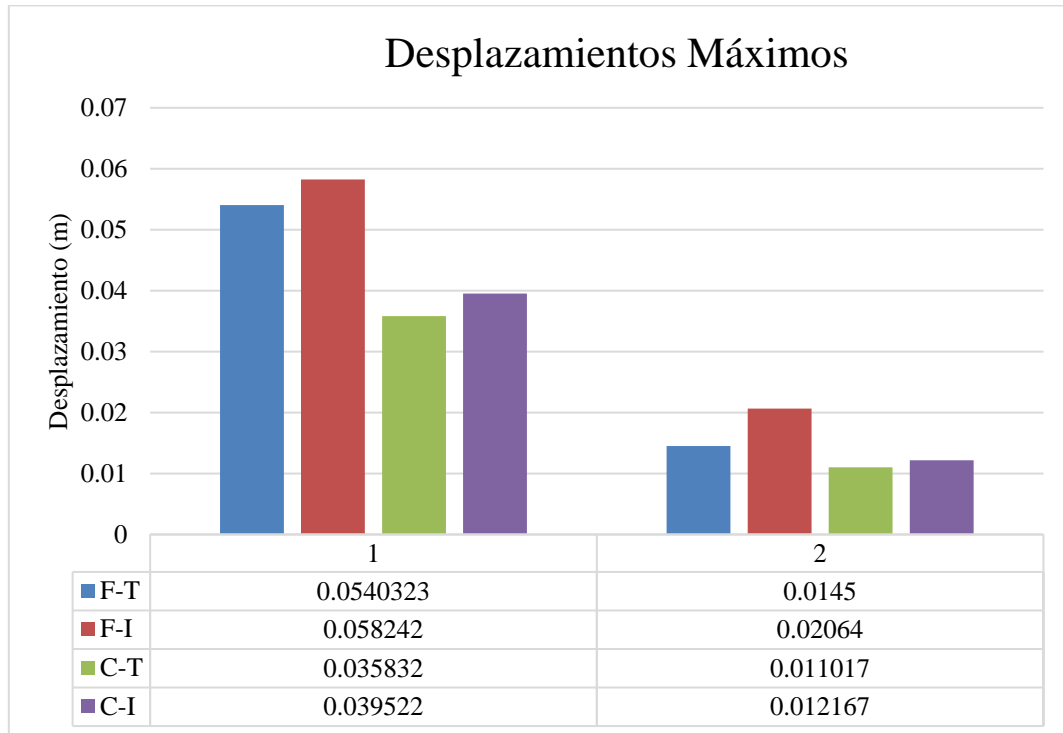


Gráfica 32. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 6 pisos
Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

Las derivas en el sistema híbrido resultaron ser muy similares entre modelados debido a que estos presentan una rigidez muy parecida; en cuanto los sistemas EBF los eslabones tubulares a flexión arrojaron menos derivas que los perfiles I a flexión por estos ser más rígidos, para eslabones trabajando a corte se observó lo mismo, los eslabones tubulares tienen menos derivas que los I por tener una mayor rigidez.

Tabla 47. Porcentajes de desplazamientos máximos modelados 6 pisos

Porcentaje de Diferencia			
Híbrido (1)	F	7,23%	Eslabón trabajando a flexión
	C	9,34%	Eslabón trabajando a corte
EBF (2)	F	29,75%	Eslabón trabajando a flexión
	C	9,45%	Eslabón trabajando a corte



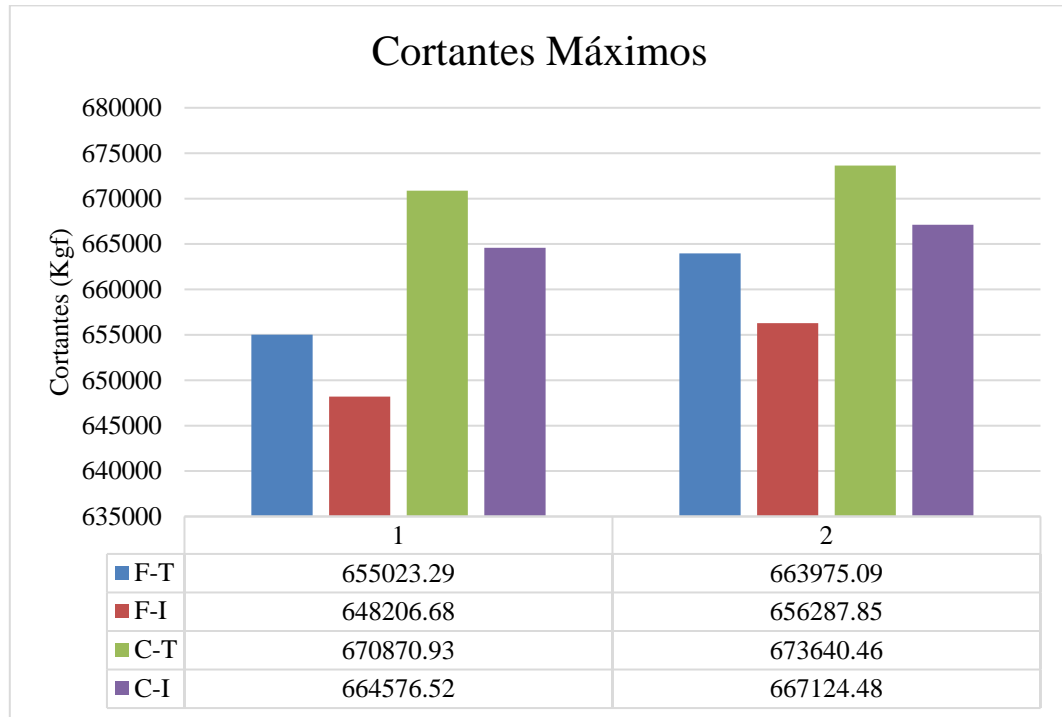
Gráfica 33. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 6 pisos

Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

En el sistema EBF para los eslabones I trabajando a flexión tuvieron un mayor desplazamiento en comparación con los tubulares por estos ser menos rígidos, para eslabones tubulares a corte resultaron más rígidos es por esto que tienen menos desplazamientos que los I.

Tabla 48. Porcentajes de cortantes máximos modelados 6 pisos

Porcentaje de Diferencia			
Híbrido (1)	F	1,04%	Eslabón trabajando a flexión
	C	0,93%	Eslabón trabajando a corte
EBF (2)	F	1,16%	Eslabón trabajando a flexión
	C	0,97%	Eslabón trabajando a corte



Gráfica 34. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 6 pisos

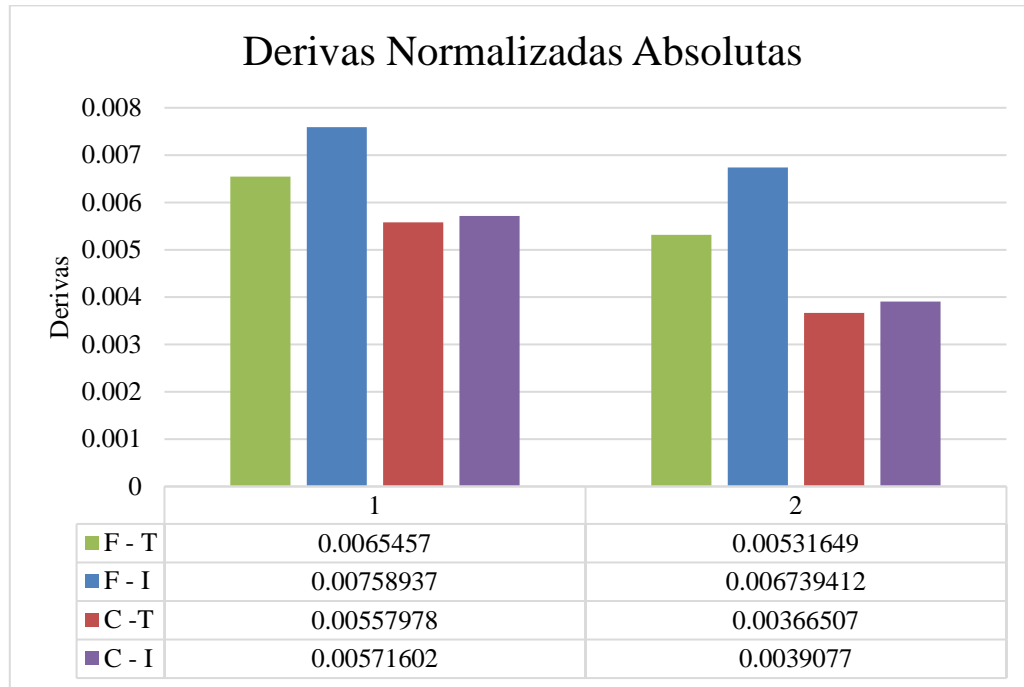
Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

En la gráfica se puede observar como el comportamiento tanto de los eslabones a flexión como a corte en ambos sistemas son similares, variando en magnitud. En cuanto a los eslabones I a flexión, presentaron menores cortantes, siendo menos rígidos, mientras que los eslabones tubulares a corte obtuvieron los valores más altos de cortante basal resultando más rígidas que las demás variantes.

Modelado de 8 pisos

Tabla 49. Porcentajes de derivas normalizadas absolutas modelados 8 pisos

Porcentaje de Diferencia			
Híbrido (1)	F	13,75%	Eslabón trabajando a flexión
	C	2,38%	Eslabón trabajando a corte
EBF (2)	F	21,11%	Eslabón trabajando a flexión
	C	6,21%	Eslabón trabajando a corte



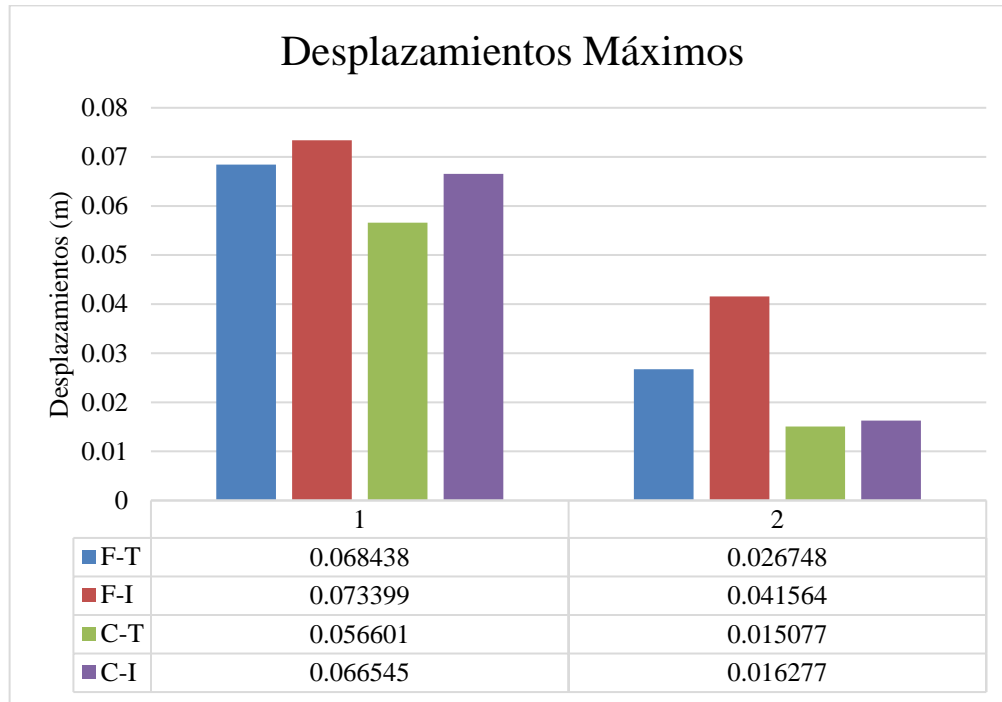
Gráfica 35. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 8 pisos

Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

Tanto en la estructura híbrida como en la EBF, los eslabones trabajando a corte presentaron las menores derivas. Sin embargo, los sistemas EBF resultaron ser más rígidos. Los eslabones a flexión obtuvieron más derivas en ambos sistemas, siendo los de menor rigidez.

Tabla 50. Porcentajes de desplazamientos máximos modelados 8 pisos

Porcentaje de Diferencia			
Híbrido (1)	F	6,76%	Eslabón trabajando a flexión
	C	14,94%	Eslabón trabajando a corte
EBF (2)	F	35,65%	Eslabón trabajando a flexión
	C	7,37%	Eslabón trabajando a corte



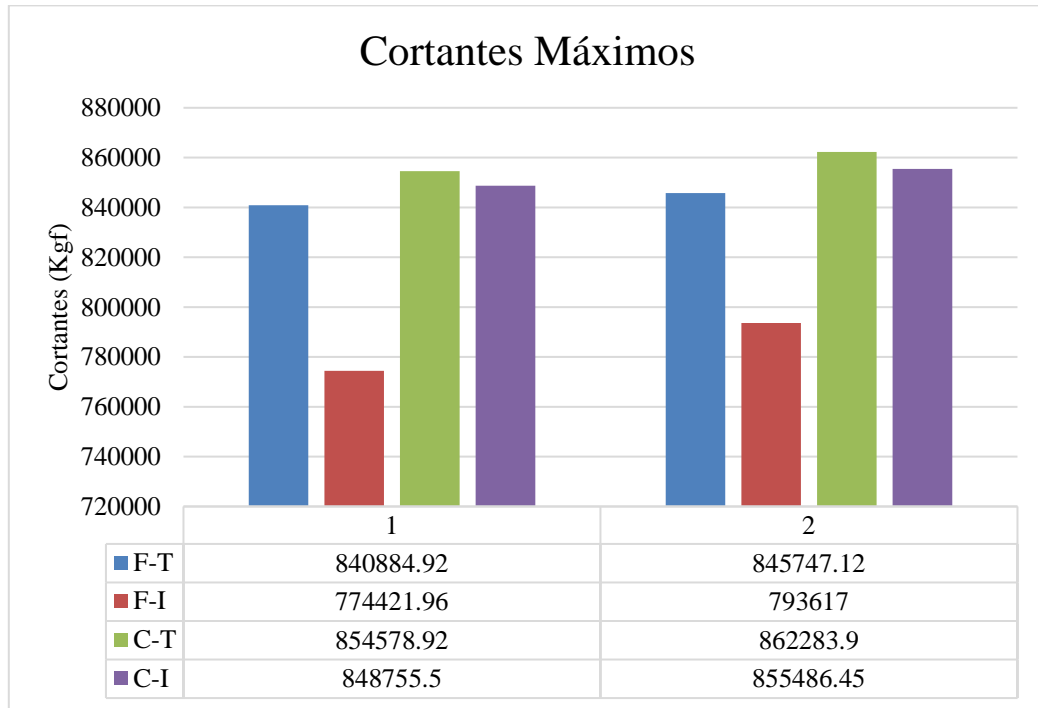
Gráfica 36. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 8 pisos

Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

Esta Gráfica denota que los desplazamientos del sistema estructural híbrido son mayores que en el EBF, además se puede observar que los enlaces trabajando a flexión en la estructura híbrida tienen desplazamientos similares entre sí, por lo cual poseen rigideces parecidas. En cuanto a los eslabones a corte, en el sistema EBF presentan un comportamiento muy similar, por lo que se denotan con más rigidez.

Tabla 51. Porcentajes de cortantes máximos modelados 8 pisos

Porcentaje de Diferencia			
Híbrido (1)	F	7,90%	Eslabón trabajando a flexión
	C	0,68%	Eslabón trabajando a corte
EBF (2)	F	14,44%	Eslabón trabajando a flexión
	C	0,21%	Eslabón trabajando a corte



Gráfica 37. Híbrido vs EBF valores máximos modelados 8 pisos

Fuente: Raúl Sebastiani, Alfredo Toledo 2017.

El valor a interpretar en esta Gráfica es el corte basal, se puede observar que el corte basal en estructuras con perfiles I trabajando a flexión es menor por ser menos rígida; en cuanto a los eslabones a corte los valores obtenidos son muy parecidos por tener una rigidez similar. En el sistema EBF, el corte basal en eslabones tubulares a corte resulta ser mayor que el sistema con eslabones I, ya que los primeros presentan una mayor rigidez, en enlaces trabajando a flexión, los resultados difieren en gran medida, siendo el modelado con perfil I el menos rígido.

CONCLUSIONES

Describir el comportamiento de los pórticos con arriostramientos excéntricos: son sistemas que disipan la energía generada por los sismos a través del mecanismo denominado eslabón, el cual absorbe todos los posibles daños que se puedan ocasionar en los elementos estructurales, deformándose de tal forma que los elementos adyacentes se mantienen en el rango elástico demostrando así, que su comportamiento sísmico es totalmente efectivo.

Caracterizar los miembros que componen el eslabón: los eslabones se caracterizan por la variación que pueda presentar su longitud, ya que esta determina el comportamiento que presente ante solicitaciones generadas por la acción sísmica. Por otro lado, poseen rigidizadores que van tanto en los extremos del eslabón como en el intermedio del alma del perfil; los primeros son obligatorios ya que se necesita reforzar las conexiones con las diagonales, mientras que los últimos son dependientes tanto de las dimensiones del perfil utilizado como de la longitud del eslabón.

Establecer una metodología de diseño para los pórticos con arriostramientos excéntricos: La metodología de diseño de pórticos con arriostramientos excéntricos se basa inicialmente en cumplir los requerimientos normativos que establece la AISC 341-10, primeramente diseñar el elemento denominado eslabón para resistir las solicitaciones sísmicas; detallarlo para que pueda desarrollar ese comportamiento esperado, posteriormente, se diseñan los elementos adyacentes al eslabón tal que resistan las solicitaciones sísmicas generadas y se comporten de manera elástica para garantizar que el eslabón sea el único elemento que pueda disipar energía inelásticamente.

Estimar los efectos de la acción sísmica mediante el modelo matemático usando un software de última generación: Al aplicar el método de análisis dinámico con tres grados de libertad por nivel, se pudo estimar una respuesta sísmica de la edificación, obteniendo resultados relevantes los cuales fueron para el sistema EBF su deriva normalizada máxima fue de 0,00807 para el modelado de 8 pisos con enlace I a flexión y su mínimo de 0,00054 para el modelado de 4 pisos para enlace tubular trabajando a corte, y promediando estos en un valor de 0,00453, por otro lado los desplazamientos máximos estuvieron entre los rangos de 0,01275-0,03867m obteniendo un promedio de un 0,02294m.

Adicionalmente los valores obtenidos por corte basal sus valores máximos fueron 855486-673640Kg y sus mínimos 213137-433224Kg, obteniendo valores promedios de hasta 582354Kg.

Realizar el análisis comparativo del sistema estructural planteado utilizando en eslabón perfiles I y Tubulares tipo cajón.

Híbrido (%)								
Pisos	Derivas Normalizadas		Pisos	Desplazamientos		Pisos	Cortes	
	Perfiles I Vs Tubulares			Perfiles I Vs Tubulares			Perfiles I Vs Tubulares	
	Flexión	Corte		Flexión	Corte		Flexión	Corte
2	3,72%	13,34%	2	1,72%	12,09%	2	8,01%	5,52%
4	1,77%	16,06 %	4	8,03%	9,23%	4	1,12%	4,98%
6	5,31 %	1,90 %	6	7,23%	9,34%	6	1,04%	0,93%
8	13,75%	2,38%	8	6,76%	14,94%	8	7,90 %	0,68 %
EBF (%)								
Pisos	Derivas Normalizadas		Pisos	Desplazamientos		Pisos	Cortes	
	Perfiles I Vs Tubulares			Perfiles I Vs Tubulares			Perfiles I Vs Tubulares	
	Flexión	Corte		Flexión	Corte		Flexión	Corte
2	34,20 %	22,01%	2	21,63 %	14,11 %	2	7,66 %	5,69 %
4	2,62 %	36,53 %	4	0,46 %	35,12 %	4	1,31 %	7,59%
6	30,43%	12,18%	6	29,75%	9,45%	6	1,16%	0,97%
8	21,11%	6,21%	8	35,65%	7,37%	8	14,44 %	0,21%

A partir de los análisis comparativos realizados se obtuvo en cuanto a las derivas normalizadas para el sistema EBF una diferencia máxima con el enlace trabajando a flexión de un 34,20% y trabajando corte un 22,01%, en referencia al sistema híbrido existe una diferencia máxima trabajando a flexión de un 13,75% y trabajando a corte un 13,34%. Referente a los desplazamientos en el sistema EBF se obtuvieron diferencias máximas en enlaces trabajando a flexión de un 35,65% y trabajando a corte un 35,12%, por otra parte en el sistema híbrido se obtuvieron diferencias máximas de un 8,03% trabajando a flexión y un 14,94% trabajando a corte.

Por último, en cuanto a corte basal arrojó una diferencia máxima para el sistema EBF con el eslabón trabajando a flexión de un 14,44% y con el eslabón a corte de un 7,59%, por otro lado el sistema híbrido alcanzó diferencias de un 8,01% para enlaces trabajando a flexión y un 5,52% para enlaces trabajando a corte.

La variación de la rigidez en la estructura es algo que se puede considerar debido a que mientras la estructura sea más rígida, el periodo de la edificación tiende a ser menor, esto es debido a que la rigidez es la capacidad de resistencia de cuerpo a deformarse y el periodo es el tiempo en que tarda en oscilar la estructura, por lo tanto entre más resistencia tenga la estructura a moverse menos periodo tendrá; la estructura con el sistema EBF con perfil tubular en el eslabón trabajando a corte, a pesar del aumento en la altura, el incremento del periodo no fue de gran escala, resultando relativamente bajo. En cuanto a la influencia en el corte basal se puede apreciar que cuanto mayor peso y mayor rigidez tenga la estructura el corte basal incrementa.

Como una posible alternativa de perfilería a usar en el eslabón para estructuras arriostradas excéntricamente están los perfiles tubulares tipo cajón, ya que estos presentaron una mejor respuesta sísmica, a pesar de aumentar su altura y su peso, se mantuvo siempre como el sistema que mejores resultados obtuvo, es decir, fue

constante al conseguir el mayor corte basal otorgándole una mayor rigidez. Sus desplazamientos máximos y derivas normalizadas fueron menores con respecto a los demás modelados, señalando la rigidez del sistema.

RECOMENDACIONES

Desarrollar un estudio similar al realizado, agregando un conjunto de modelados con eslabones de longitud intermedia, con el fin de poder observar el comportamiento de la estructura en respuesta a la acción sísmica, además de comparar su eficacia ante las otras dos variantes de longitud.

Realizar las variaciones en las alturas de las edificaciones a estudiar, incrementándolas mínimo a 15 pisos en adelante, con el fin de determinar los límites de altura para los sistemas estructurales EBF.

Evaluar una configuración estructural diferente, es decir, en vez de estudiar el sistema estructural dispuesto en el perímetro de la edificación, adicionar dicho sistema en el centro de la estructura.

Considerar el estudio de diagonales con arriostramiento de pandeo restringido, para determinar si su utilización en sistemas EBF es posible.

Analizar las diferentes configuraciones del eslabón; a partir de comparaciones entre las respuestas sísmicas obtenidas luego de su análisis.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Arias F. (1999) **El proyecto de investigación. Guía para su elaboración**, Caracas – Venezuela, Editorial Episteme, Tercera Edición.
- Arias F. (2004) **El proyecto de investigación. Introducción a la metodología científica**, Caracas – Venezuela, Editorial Episteme, Cuarta Edición.
- Arias F. (2006) **El proyecto de investigación. Introducción a la científica**, Caracas - Venezuela, Editorial Episteme, Quita Edición.
- Bazán / Meli, (2007), **Diseño Sísmico de Edificios**, México, Editorial Limusa.
- Bruneau M., (2010) **Ductile Design of Steel Structures**, Unite States. Edit Mc Graw Hill, Second Edition.
- Crisafulli J. Francisco, (2014) **Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero**, Argentina. Editorial Alacero, Cuarta Edición.
- Oyarzún J. (2012), **Evaluación de los parámetros de diseño para marco excéntrico**, Chile, Universidad de Chile.
- Tamayo y Tamayo (2001) **El proceso de investigación científica**, México, Editorial Limusa-Noriega Editores, Tercera Edición.
- Tamayo y Tamayo (2003) **Proceso de la investigación científica**; México; Editorial Noriega Editores, Cuarta Edición.
- Tan Kaly G. (2014), **Enlaces de acero reemplazable fundido para pórticos arriostrados excéntricamente**, Unite States, University of Toronto.