

Universidad Latina de Costa Rica
Facultad de Ingeniería y Arquitectura
Escuela de Ingeniería Civil

*Trabajo final de graduación para optar por el grado académico de
Licenciado en Ingeniería Civil*

-Modalidad Tesis-

**EVALUACIÓN DEL EFECTO DE LA REDUNDANCIA EN UN
SISTEMA DE MARCOS ARRIOSTRADOS EXCENTRICAMENTE
(EBF) CUANDO TRABAJA CON UN SISTEMA DE MARCOS DE
MOMENTO**

Sustentante:

Geoconda Izabella Rivas Mejías

San Pedro, Montes de Oca

Diciembre, 2021

TRIBUNAL EXAMINADOR

Este proyecto titulado: Evaluación del efecto de la redundancia en un sistema de marcos arriostrados excéntricamente (EBF) cuando trabaja con un sistema de marcos de momento, por la estudiante: Geoconda Izabella Rivas Mejías, fue aprobado por el Tribunal Examinador de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Latina, Sede San Pedro, como requisito para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil:

Gerardo Chacón Rojas
Tutor

Wilson González Arroyo
Lector

José María Ulate Zárate
Representante

**CARTA DE APROBACIÓN POR PARTE DEL TUTOR
DEL TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN**

Alajuela, 17/12/21

Señores

Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación

SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, denominado: Evaluación del efecto de la redundancia en un sistema de marcos arriostrados excéntricamente (EBF) cuando trabaja con un sistema de marcos de momento, elaborado por la estudiante: Geoconda Izabella Rivas Mejías como requisito para que el citado estudiante pueda optar por grado académico de licenciatura en la carrera de ingeniería civil.

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,

GERARDO
ENRIQUE
CHACÓN
ROJAS (FIRMA)

Firmado digitalmente por
GERARDO ENRIQUE
CHACÓN ROJAS
(FIRMA)
Fecha: 2021.12.18
09:38:28 -06'00'

Gerardo Chacón Rojas



CARTA DE APROBACIÓN POR PARTE DEL LECTOR
DEL TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN

Alajuela, 17/12/21

Señores

Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación

SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, denominado: Evaluación del efecto de la redundancia en un sistema de marcos arriostrados excéntricamente (EBF) cuando trabaja con un sistema de marcos de momento, elaborado por la estudiante: Geoconda Izabella Rivas Mejías como requisito para que el citado estudiante pueda optar por grado académico de licenciatura en la carrera de ingeniería civil.

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,

WILSON
ALBERTO
GONZÁLEZ
ARROYO

Firmado
digitalmente por
WILSON ALBERTO
GONZÁLEZ ARROYO
Fecha: 2021.12.18
10:14:08 -06'00'

Wilson González Arroyo



CARTA DE APROBACIÓN POR PARTE DEL LECTOR
DEL TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN

Alajuela, 17/12/21

Señores

Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación

SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, denominado: Evaluación del efecto de la redundancia en un sistema de marcos arriostrados excéntricamente (EBF) cuando trabaja con un sistema de marcos de momento, elaborado por la estudiante: Geoconda Izabella Rivas Mejías como requisito para que el citado estudiante pueda optar por grado académico de licenciatura en la carrera de ingeniería civil.

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,

José María Ulate Zárte
Firmado digitalmente
por José María Ulate
Zárte
Fecha: 2021.12.22
10:05:18 -06'00'

José María Ulate Zárte

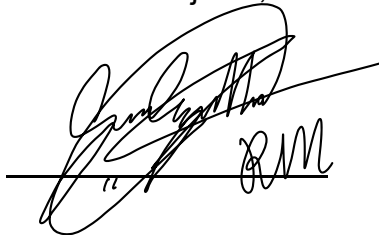
DECLARACIÓN JURADA

Yo, Geoconda Izabella Rivas Mejías estudiante de la Universidad Latina de Costa Rica, declaro bajo la fe de juramento y consciente de las responsabilidades penales de este acto, que soy Autor Intelectual de la Tesis titulado:

Evaluación del efecto de la redundancia en un sistema de marcos arriostrados excéntricamente (EBF) cuando trabaja con un sistema de marcos de momento.

Por lo que libero a la Universidad de cualquier responsabilidad en caso de que mi declaración sea falsa.

Firmo en Alajuela, 17/12/21

A handwritten signature in black ink, written over a horizontal line. The signature is stylized and appears to be 'Geoconda Izabella Rivas Mejías'. To the right of the signature, the initials 'RM' are written in a similar cursive style.

Geoconda Izabella Rivas Mejías

Licencia De Distribución No Exclusiva (carta de la persona autora para uso didáctico)

Universidad Latina de Costa Rica

Yo (Nosotros):	Geoconda Izabella Rivas Mejías
De la Carrera / Programa:	Ingeniería Civil
Modalidad de TFG:	Tesis
Titulado:	Evaluación del efecto de la redundancia en un sistema de marcos arriostrados excéntricamente (EBF) cuando trabaja con un sistema de marcos de momento

Al firmar y enviar esta licencia, usted, el autor (es) y/o propietario (en adelante el “AUTOR”), declara lo siguiente: **PRIMERO:** Ser titular de todos los derechos patrimoniales de autor, o contar con todas las autorizaciones pertinentes de los titulares de los derechos patrimoniales de autor, en su caso, necesarias para la cesión del trabajo original del presente TFG (en adelante la “OBRA”). **SEGUNDO:** El AUTOR autoriza y cede a favor de la UNIVERSIDAD U LATINA S.R.L. con cédula jurídica número 3-102-177510 (en adelante la “UNIVERSIDAD”), quien adquiere la totalidad de los derechos patrimoniales de la OBRA necesarios para usar y reusar, publicar y republicar y modificar o alterar la OBRA con el propósito de divulgar de manera digital, de forma perpetua en la comunidad universitaria. **TERCERO:** El AUTOR acepta que la cesión se realiza a título gratuito, por lo que la UNIVERSIDAD no deberá abonar al autor retribución económica y/o patrimonial de ninguna especie. **CUARTO:** El AUTOR garantiza la originalidad de la OBRA, así como el hecho de que goza de la libre disponibilidad de los derechos que cede. En caso de impugnación de los derechos autorales o reclamaciones instadas por terceros relacionadas con el contenido o la autoría de la OBRA, la responsabilidad que pudiera derivarse será exclusivamente de cargo del AUTOR y este garantiza mantener indemne a la UNIVERSIDAD ante cualquier reclamo de algún tercero. **QUINTO:** El AUTOR se compromete a guardar confidencialidad sobre los alcances de la presente cesión, incluyendo todos aquellos temas que sean de orden meramente institucional o de organización interna de la UNIVERSIDAD **SEXTO:** La presente autorización y cesión se regirá por las leyes de la República de Costa Rica. Todas las controversias, diferencias, disputas o reclamos que pudieran derivarse de la presente cesión y la materia a la que este se refiere, su ejecución, incumplimiento, liquidación, interpretación o validez, se resolverán por medio de los Tribunales de Justicia de la República de Costa Rica, a cuyas normas se someten el AUTOR y la UNIVERSIDAD, en forma voluntaria e incondicional. **SÉPTIMO:** El AUTOR acepta que la UNIVERSIDAD, no se hace responsable del uso, reproducciones, venta y distribuciones de todo tipo de fotografías, audios, imágenes, grabaciones, o cualquier otro tipo de

presentación relacionado con la **OBRA**, y el **AUTOR**, está consciente de que no recibirá ningún tipo de compensación económica por parte de la **UNIVERSIDAD**, por lo que el **AUTOR** haya realizado antes de la firma de la presente autorización y cesión. **OCTAVO**: El **AUTOR** concede a **UNIVERSIDAD**, el derecho no exclusivo de reproducción, traducción y/o distribuir su envío (incluyendo el resumen) en todo el mundo en formato impreso y electrónico y en cualquier medio, incluyendo, pero no limitado a audio o video. El **AUTOR** acepta que **UNIVERSIDAD** puede, sin cambiar el contenido, traducir la **OBRA** a cualquier lenguaje, medio o formato con fines de conservación. **NOVENO**: El **AUTOR** acepta que **UNIVERSIDAD** puede conservar más de una copia de este envío de la **OBRA** por fines de seguridad, respaldo y preservación. El **AUTOR** declara que el envío de la **OBRA** es su trabajo original y que tiene el derecho a otorgar los derechos contenidos en esta licencia. **DÉCIMO**: El **AUTOR** manifiesta que la **OBRA** y/o trabajo original no infringe derechos de autor de cualquier persona. Si el envío de la **OBRA** contiene material del que no posee los derechos de autor, el **AUTOR** declara que ha obtenido el permiso irrestricto del propietario de los derechos de autor para otorgar a **UNIVERSIDAD** los derechos requeridos por esta licencia, y que dicho material de propiedad de terceros está claramente identificado y reconocido dentro del texto o contenido de la presentación. Asimismo, el **AUTOR** autoriza a que en caso de que no sea posible, en algunos casos la **UNIVERSIDAD** utiliza la **OBRA** sin incluir algunos o todos los derechos morales de autor de esta. **SI AL ENVÍO DE LA OBRA SE BASA EN UN TRABAJO QUE HA SIDO PATROCINADO O APOYADO POR UNA AGENCIA U ORGANIZACIÓN QUE NO SEA UNIVERSIDAD U LATINA, S.R.L., EL AUTOR DECLARA QUE HA CUMPLIDO CUALQUIER DERECHO DE REVISIÓN U OTRAS OBLIGACIONES REQUERIDAS POR DICHO CONTRATO O ACUERDO. La presente autorización se extiende el día** 17 **de** Diciembre **de** 2021 **a las** 1:00pm

Firma del estudiante(s):



Dedicatoria

Dedico este trabajo de investigación a mi padre Dios por haberme permitido llegar hasta este punto, por darme la sabiduría y el entendimiento, por darme salud y las fuerzas que necesité en todo el proceso, por darme la paz y serenidad ante los momentos de dificultad, además de su infinita bondad y amor.

A la Virgen María, por fortalecer mi corazón y por acompañarme al darme la tranquilidad en los momentos más difíciles.

A mi madre Ida Luz, por darme uno de los regalos más valiosos, la educación, por haber trabajado tanto para darme la oportunidad de estudiar esta profesión, por su apoyo incondicional, por guiarme y acompañarme en cada meta que me enfrentaba, por sus enseñanzas, sus oraciones y por supuesto darme la vida.

A mi hermano Juan José, por ser mi inspiración instándome a siempre seguir adelante y a no rendirme a pesar de los problemas que vengan.

A mi abuela Soledad, por ser mi paño de lágrimas, por sus oraciones y por siempre creer en mí.

Agradecimientos

El presente estudio ha sido realizado con todo el amor y dedicación por parte de la investigadora en el cual se dan los siguientes agradecimientos en las personas que ayudaron y aportaron de una o otra manera en el proceso del presente trabajo de investigación.

Agradezco en primera instancia a mi tutor Gerardo Chacón por sus conocimientos aportados en el proceso, por sus consejos, apoyo y hasta sus regaños, siempre con el fin de presentar un trabajo limpio y también para el futuro profesional. Agradezco también su tiempo dedicado para ayudarme en cada momento y dificultad que se presentaba, por su paciencia para explicarme los conceptos que no comprendía. Y por su dedicación a ser un verdadero profesor con vocación de enseñar.

Agradezco a mis compañeros de la carrera: Lady Godínez Fernández, Yendry Murillo Medina y Steve Blackamore Salas, los cuales con su disposición y ayuda incondicional ofrecieron en el proceso no sólo información importante, sino también el apoyo para seguir adelante en los momentos de dificultad.

Agradezco, a mis lectores por su asesoramiento y apoyo brindado.

Resumen

El presente trabajo de investigación realizará una evaluación sobre el efecto de la redundancia en un sistema de marcos arriostrados excéntricamente (EBF) cuando trabaja con un sistema de marcos de momento, donde para su elaboración se deberán diseñar dos edificios con dimensiones exactamente iguales, pero con sistemas diferentes; uno será un sistema mixto EBF con marcos de momento y el otro edificio será de un sistema EBF el cual tendrá marcos sismo-resistentes (EBF) y en el resto de sus vigas tendrá articulaciones.

Cabe destacar que cada uno de estos edificios deberán cumplir con las normas establecidas por el Código sísmico de Costa Rica del 2010 y por el Instituto Americano de Construcciones de Acero (AISC), donde para su comprobación se realizarán tanto cálculos manuales como los cálculos obtenidos del programa SAP 2000, estos se compararán para verificar el cumplimiento de los códigos y razones de demanda por capacidad.

Una vez obtenido el diseño estructural de ambos edificios y cumplido con las normas establecidas, se procederá a realizar un análisis mediante el método de análisis estático no lineal, ó mejor conocido como Pushover.

Dicho método se realizará con ayuda del programa SAP 2000, el cual aplicará cargas horizontales en las zonas laterales del edificio, las cuales irán aumentando gradualmente hasta que falle de tal manera que el edificio colapse.

Con la recolección de sus datos, se harán los respectivos cálculos para desarrollar la curva de capacidad de ambos edificios para comparar el nivel de capacidad entre los dos sistemas, luego se hará un análisis de desempeño de ambos edificios que permitan comparar el nivel de demanda entre los dos sistemas.

Seguidamente, se determinarán las rotaciones en las conexiones del sistema de marcos de momento y finalmente se determinará el mecanismo inelástico del sistema mixto EBF con MF.

Abstract

This research work will carry out an evaluation on the effect of redundancy in an eccentrically braced frame system (EBF) when working with a moment frame system. Two buildings with exactly the same dimensions are designed, but with different systems; one will be a mixed EBF system with moment frames and the other building will be an EBF system which will have earthquake-resistant frames (EBF) with gravity only frames.

It should be noted that each of these buildings must comply with the standards established by the 2010 Costa Rican Seismic Code and by the American Institute of Steel Constructions (AISC), where both manual calculations and the calculations obtained from the SAP 2000 program, were made and compared to verify code compliance and capacity demand ratios.

Once the structural design of both buildings has been obtained and the established standards have been met, an analysis will be carried out using the non-linear static analysis method, better known as Pushover.

This method will be carried out with the help of the SAP 2000 program, which will apply horizontal loads to the lateral areas of the building, which will gradually increase until the steel limits states are reached.

With the collection of the data, calculations will be made to develop the capacity curve of both buildings to compare the level of capacity between the two systems, then a performance analysis of both buildings will be made that allow comparing the level of demand between the two systems.

Next, the rotations in the connections of the moment frame system will be determined and finally the inelastic mechanism of the mixed EBF with MF system will be determined.

TABLA DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I. PROBLEMA Y PROPÓSITO	1
PROBLEMA Y PROPÓSITO.....	2
1. Antecedentes del problema	2
1.2 Planteamiento del problema de estudio.....	8
1.2.1 Enunciado del problema	8
1.2.2 Formulación del problema	11
1.3 Justificación.....	12
1.4 Objetivos	13
1.4.1 Objetivo general.....	13
1.4.2 Objetivos específicos	13
1.5 Alcances y limitaciones	14
1.5.1 Alcances	14
1.5.2 Limitaciones	14
1.6 Delimitaciones.....	14
1.6.1 Delimitación espacial.....	14
1.6.2 Delimitación temporal	14
CAPÍTULO II. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	15
Esquema guía para la fundamentación teórica.....	16
FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	17
2.1. Redundancia.....	17
2.1.1. Sobrerresistencia.....	18
2.1.2. Ductilidad	19
2.2. Análisis de los tipos de conexiones en vigas y columnas.....	21
2.2.1. Tipos de conexiones.....	22
2.2.2. Fuerzas en el nudo.....	23
2.2.3. Conexiones de estructuras de acero.....	24
2.3. Marcos de momento	26
2.4. Marcos Arriostrados Excéntricamente (EBF).....	28
2.4.1. Conexiones de los marcos arriostrados excéntricamente.....	32
2.4.2. Enlaces.....	34
2.4.3. Sistemas duales.....	37
2.5. Diseño de marcos dúctiles con refuerzo excéntrico	37
2.6. Método de análisis no lineal (Pushover).....	38

2.6.1. Curva de capacidad	39
2.6.2. Punto de desempeño.....	41
2.6.3. Método del espectro de capacidad.....	42
2.7. Conceptos de análisis plástico	49
2.7.1. Comportamiento plástico en el nivel sección transversal.....	51
2.7.2. Métodos sistemáticos de análisis plástico	52
2.7.3. Aplicaciones de análisis plástico	53
2.8. Código de construcción Filosofía de diseño sísmico	54
2.8.1. Necesidad de ductilidad en el diseño sísmico	54
2.8.2. Mecanismo de colapso vs. mecanismo de rendimiento	56
2.8.3. Terremoto de diseño.....	57
2.8.4. Diseño de capacidad	57
2.8.6. Marco de diseño sísmico basado en el desempeño.....	58
CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO	59
MARCO METODOLÓGICO.....	60
1. Definición del enfoque y método de investigación.....	60
2. Sujetos y fuentes de información.....	60
3. Definición de variables.....	65
4. Instrumentos y técnicas del procedimiento metodológico para realización del estudio de diagnostico.....	65
5. Sustentación de la confiabilidad y validez de los instrumentos de la investigación	66
6. Procedimiento metodológico para la elaboración del proyecto propuesto..	67
7. Cronograma de trabajo	97
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS	98
4.1. Bajada de cargas	99
4.2. Elementos a utilizar.....	100
4.2.1. Cumplimiento de las derivas inelásticas.....	101
4.3. Diseño de las estructuras.....	105
4.3.1. Capacidades de los elementos	105
4.3.2. Cumplimiento de los elementos.....	110
4.3.4. Cumplimiento del link.....	114
4.4. Análisis tipo Pushover en el programa SAP 2000	120
4.4.1. Pushover en el edificio mixto EBF con marcos de momento.....	120
4.4.2. Pushover en el edificio EBF.....	123
4.4.3. Comparación de los resultados del Pushover para ambos edificios.....	126

4.4.4. Rotaciones	127
4.4.5. Aceleración y desplazamiento espectral de los edificios.	130
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	133
5.1. Conclusiones.....	134
5.2. Recomendaciones.....	135
REFERENCIAS	136
ANEXOS.....	140

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Tipos de conexiones en estructuras de acero	25
Tabla 2: Definición de variables.....	65
Tabla 3. Carga Permanente (CP)	72
Tabla 4. Carga Temporal (CT).....	72
Tabla 5. Razón ancho-espesor para flexión.....	82
Tabla 6. Razón ancho-espesor para compresión.....	82
Tabla 7. Razón de esbeltez máxima, para elementos en compresión con ductilidad óptima y ductilidad moderada.	83
Tabla 8. Comparación de bajada de cargas manual con programa SAP 2000, para ambos edificios.	100
Tabla 9. Perfiles W de los elementos a utilizar para cada edificio.	100
Tabla 10. Peso sísmico del edificio mixto EBF con marcos de momento, por niveles.	101
Tabla 11. Peso sísmico del edificio EBF, por niveles.	101
Tabla 12. Comparación del recálculo del periodo (T) con el primer modo de oscilación del programa SAP 2000 para el edificio mixto EBF con marcos de momento.....	102
Tabla 13. Comparación del recálculo del periodo (T) con el primer modo de oscilación del programa SAP 2000 para el edificio EBF.....	102
Tabla 14. Datos obtenidos para el cálculo del coeficiente sísmico y cortante basal, para ambos edificios.	103
Tabla 15. Fuerzas sísmicas del edificio mixto EBF con marcos de momento, por niveles.....	103
Tabla 16. Fuerzas sísmicas del edificio EBF, por niveles.	104
Tabla 17. Desplazamientos y derivas de ambos edificios.	105
Tabla 18. Cálculos de las resistencias para cada uno de los elementos del edificio mixto EBF con marcos de momento.	106
Tabla 19. Cálculos de las resistencias para cada uno de los elementos del edificio EBF.....	106

Tabla 20. Comparación de las capacidades de los elementos con a los cálculos manuales respecto a los valores obtenidos en el programa SAP 2000, para el edificio mixto EBF con marcos de momento.....	108
Tabla 21. Comparación de las capacidades de los elementos con a los cálculos manuales respecto a los valores obtenidos en el programa SAP 2000, para el edificio EBF.....	109
Tabla 22. Cumplimientos de los elementos según relación capacidad y demanda, para el edificio mixto EBF con marcos de momento.....	110
Tabla 23. Cumplimientos de los elementos según relación capacidad y demanda, para el edificio EBF.....	111
Tabla 24. Revisión de esbeltez establecidos por el AISC 360-16 para el edificio mixto EBF con marcos de momento.	112
Tabla 25. Revisión de esbeltez establecidos por el AISC 360-16 para el edificio EBF.	112
Tabla 26. Revisión de ductilidad establecidos por el CSCR-10 para el edificio mixto EBF con marcos de momento.....	113
Tabla 27. Revisión de ductilidad establecidos por el CSCR-10 para el edificio EBF.	113
Tabla 28. Cálculos obtenidos para los ángulos de rotación del acople (link) con los desplazamientos obtenidos del edificio mixto EBF con marcos de momento.	115
Tabla 29. Cálculos obtenidos para los ángulos de rotación del acople (link) con los desplazamientos obtenidos del edificio EBF.	115
Tabla 30. Resultados de los desplazamientos generados al aplicar cargas crecientes, en el edificio mixto EBF con marcos de momento.....	120
Tabla 31. Pasos (“Steps”) del edificio mixto EBF con marcos de momento, por el método Pushover.....	122
Tabla 32. Resultados de los desplazamientos generados al aplicar cargas crecientes, en el edificio EBF.....	123
Tabla 33. Pasos (“Steps”) del edificio EBF, por el método Pushover.....	125
Tabla 34. Rotaciones en el eje X del edificio mixto EBF con marcos de momento.	128

Tabla 35. Rotaciones en el eje Y del edificio mixto EBF con marcos de momento.	129
Tabla 36. Experimento del modelo auxiliar para el edificio EBF con marcos de momento.....	132

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. 1.2 Construcciones nuevas 2016-2019	4
Figura 2. 1.4 Concentración territorial y frecuencias de desastres por eventos	5
Figura 3. Edificio Petunia, Caracas	9
Figura 4. Edificio Laguna Beach, Venezuela	10
Figura 5. Edificios de Kobe y Pisco	10
Figura 6. Fenómeno de desgarramiento laminar	20
Figura 7. Detalle de la fractura en el ala de una viga sometida a ensayos cíclicos en rango plástico.....	20
Figura 8. Ejemplos reales de fallas en los nodos.....	22
Figura 9. Principales tipos de nudos.....	23
Figura 10. Fuerzas externas en el nudo	23
Figura 11. Fuerza cortante horizontal y vertical.....	24
Figura 12. Gráfica representativa del Momento-Rotación.....	27
Figura 13. Marcos resistentes a momento.....	27
Figura 14. Ejemplos de pórticos con arriostramientos excéntricos	29
Figura 15. Marcos arriostrados excéntricamente	30
Figura 16. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente ..	31
Figura 17. Detalle del enlace y conexión reforzada a la columna	33
Figura 18. Mecanismos de deformación plástica para determinar la rotación en el enlace.....	35
Figura 19. Rotación admisible en el enlace en función de la longitud e.....	36
Figura 20. Geometrías típicas EBF	37
Figura 21. Mecanismo de rendimiento de EBF	38
Figura 22. Pushover planteamiento conceptual.....	39
Figura 23. Ejemplo de curva de capacidad.....	40
Figura 24. Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS) mostrando los parámetros periodo y amortiguamiento efectivo de un sistema lineal equivalente, sobrepuestos a la curva de capacidad.....	43
Figura 25. Familia de espectros de demanda sísmica en formato ADRS	44

Figura 26. Solución gráfica del punto de desempeño según Método del Espectro de Capacidad.....	44
Figura 27. Iteraciones sucesivas para estimar desplazamientos de respuesta usando CSM-46	45
Figura 28. Curvas de capacidad.....	47
Figura 29. Punto de desempeño.	47
Figura 30. Patrón de cargas laterales sobre una estructura.	49
Figura 31. Respuesta inelástica de un sistema SDOF: (a) respuesta de histéresis; (b) respuesta de desplazamiento relativo; (c) rotación plástica acumulativa.	56
Figura 32. FEMA (Federal Emergency Management Agency) 4040.....	61
Figura 33. ASCE (American Society of Civil Engineers).....	61
Figura 34. ATC-40 (Applied Technology Council).....	62
Figura 35. CSCR-2010 Código sísmico de Costa Rica (Revisión 2014).....	62
Figura 36. ANSI/AISC 341-16	63
Figura 37. ANSI/AISC 360-16	63
Figura 38. ASCE/SEI 7-16 (2017)	64
Figura 39. ASCE/SEI 41-71 (2017)	64
Figura 40. Vista en planta del diseño de edificio.....	69
Figura 41. Vista frontal del diseño de edificio.	70
Figura 42. Vista en 3D del diseño de edificio.....	71
Figura 43. Nodos elegidos para obtener los desplazamientos elásticos por nivel δ_{ie}	78
Figura 44. Modelo auxiliar para el cumplimiento de los requisitos de análisis de los marcos EBF	90
Figura 45. Gráfica de clasificación de los links	91
Figura 46. Demanda de rotación del Link.	92
Figura 47. Ángulos de rotación del link permitidos	93
Figura 48. Comportamiento de la rótula plástica	94
Figura 49. Niveles de objetivos de desempeño	95
Figura 50. Puntos analizados para el cálculo manual de la bajada de cargas	99

Figura 51. Modelos auxiliares, de ambos edificios, para la comprobación del requisito de análisis según punto 10.6.3.3 del CSCR-10.....	117
Figura 52. Diseño del edificio mixto EBF con marcos de momento en el programa SAP 2000.....	118
Figura 53. Diseño del edificio EBF en el programa SAP 2000	119
Figura 54. Grafica de cortante basal vS desplazamiento para el edificio mixto EBF con marcos de momento para ambos ejes.....	121
Figura 55. Grafica de cortante basal vS desplazamiento para el edificio EBF con ambos ejes	124
Figura 56. Comparación de ambos edificios sobre la sobreposición de la respuesta por capacidad evaluados en el eje x.....	126
Figura 57. Comparación de ambos edificios sobre la sobreposición de la respuesta por capacidad evaluados en el eje y.....	127
Figura 58. Puntos donde se obtendrán los valores de las rotaciones en el eje X, para el edificio mixto EBF con marcos de momento.....	128
Figura 59. Puntos donde se obtendrán los valores de las rotaciones en el eje Y, para el edificio mixto EBF con marcos de momento.....	129
Figura 60. Capacidad y desempeño espectral de ambos edificios en el eje X...	130
Figura 61. Capacidad y desempeño espectral de ambos edificios en el eje Y...	131

CAPÍTULO I. PROBLEMA Y PROPÓSITO

PROBLEMA Y PROPÓSITO

1. Antecedentes del problema

Los retos de la ingeniería civil en este siglo XXI cuestiona la necesidad de competir en el mercado no solo nacional sino internacional, pues todas buscan un fin, y es que sus empresas eleven el nivel de productividad de sus procesos, como a su vez evitar los tiempos muertos, y algo que consideran importante es que a toda costa eventos provoquen accidentes o en último extremo es el colapso de las edificaciones.

Por tanto, ante estas situaciones se han implementado sistemas redundantes de control como señala la revista “Electro industria” (2008):

Estos sistemas prometen mantenerse en operación, aunque falle uno de sus componentes. Hasta hace poco, solo las grandes industrias podían costear una plataforma de este tipo, pero la evolución tecnológica está conduciendo a su masificación.

Por lo que la redundancia en sistemas de control apunta a disponer elementos adicionales que garanticen su funcionamiento si uno de sus componentes falla.

Es este sentido, está relacionado con mantener la disponibilidad de la planta para evitar tanto las pérdidas materiales como vidas humanas ante un evento no deseado.

Por ello se hace necesario implementar los sistemas redundantes para evitar eventos que puedan afectar el medioambiente, aunque para ello depende de la legislación local.

En cuanto al estudio de investigación sobre la “demostración y modelado del impacto ocasionado por el factor de redundancia estructural en momentos donde se ocasionen sismos” los autores Fula J. y Carrillo J. de la Universidad Católica de Colombia, en el 2017, pretendían demostrar los efectos que podían generar los movimientos oscilatorios mediante un modelo físico para poder ver su

comportamiento en las estructuras ante eventuales sismos y su influencia en la redundancia cuando algún elemento estructural falle.

Se hicieron pruebas de laboratorio y se logró una correcta funcionalidad en ambos prototipos ante un sismo, aunque al haber el factor de redundancia uno de ellos presentó fallas estructurales, aunque este al final no colapsó.

Por otro lado, los autores Okazaki, Arce, Ryu, & Engelhardt (2005), lograron evidenciar la existencia de un comportamiento sensible en el fusible estructural (link) de un marco arriostrado excéntricamente (EBF) por el número de ciclos inelásticos, en donde como resultado logra aumentar la duración de los registros sísmicos m y con ello observar el desempeño que tiene este sistema en edificios de acero.

Seguidamente, un año después, Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, realizaron unos análisis no lineales sobre los modelos numéricos con ayuda del software Open Sees para así detallar el comportamiento cíclico de links de corte.

Sin embargo, para poder terminar dichos análisis, los registros sísmicos se escalaron por dos metodologías, una de amplitud y otra de equivalencia de espectros. Dichos resultados mostraron que el índice de daño es sensible a la intensidad de los registros, los cuales al ser de corta duración incrementan al usar un escalado por amplitud; caso contrario en el otro método de equivalencia de espectros.

A la vez se logra destacar a la autora Ady Aviram Traubita del proyecto de graduación; realizada en el 2002, llamado "Evaluación de tres sistemas estructurales de acero sometidos a cargas sísmicas" en la cual compara en términos económicos y de complejidad de diseño entre los sistemas estructurales tipo SMF, SCBF y EBF, con las revisiones de las Provisiones Sísmicas SPSSB y el CSCRS-02 bajo el método LRFD.

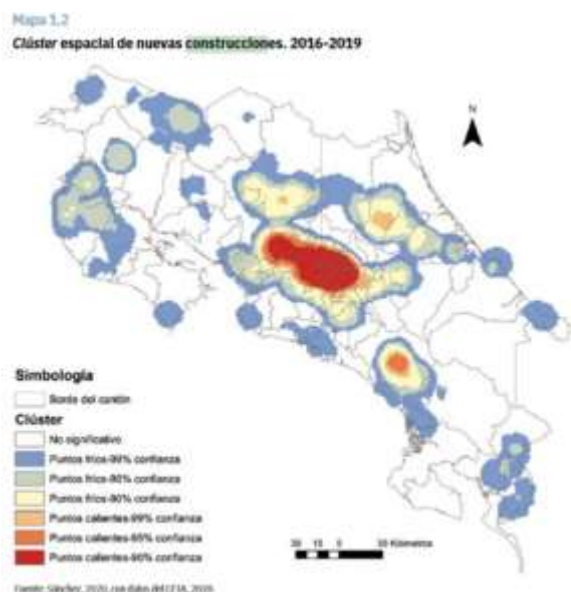
Desde el punto de vista nacional es muy importante, saber acerca de los eventos que afectan al territorio nacional, según el Estado de la Nación (2020) entre el 2009 y 2019 cerca de 26.000 viviendas resultaron afectadas, 2.398 viviendas quedaron inhabilitadas producto del impacto generado al inmueble o al terreno por desastres de sismos. Cabe señalar que muchas de estas viviendas se encontraban

en zonas de inundación, en asentamientos informales, o áreas donde la topografía no es apta para desarrollar construcciones de ese tipo.

Es decir que, estos eventos impactan severamente la infraestructura y la producción. Considerando este punto de vista, La Nación, *et al.* (2020). El costarricense se expone a este tipo de situaciones de riesgo y con ello su construcción social, por eso se hace difícil el desarrollo humano por esas aglomeraciones tal como lo apunta en el mapa 1.2

Figura 1

1.2 Construcciones nuevas 2016-2019.



Nota: Datos tomados del informe Estado de la Nación 2020

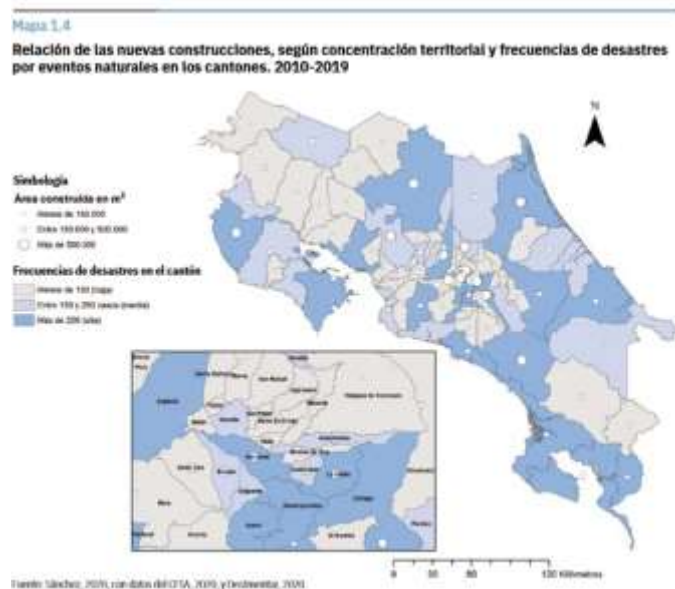
En la figura 1 muestra el contexto en que ocurre el crecimiento constructivo con indicadores agregados en el nivel de municipios, pueden identificarse valiosas pistas para conocer si la actividad constructiva más importante ocurre en presencia de las mejores condiciones para un desarrollo inmobiliario más sostenible, a partir de un conjunto de variables de interés que se integran en tres dimensiones: llamase riesgo de desastre, ordenamiento territorial y acceso a servicios.

En cuanto a sostenibilidad de desarrollo inmobiliario se trata la GAM concentra la gran actividad constructiva, aunque este crecimiento urbano es desordenado, de ahí que cobra la importancia la redundancia en el tema de riesgo

de desastre, por lo que este crecimiento urbano, ha llevado a que un 38,2% de toda la construcción en Costa Rica se localizó en cantones de alta frecuencia de desastres por eventos naturales tal como lo muestra el mapa 1.4 del Estado de la Nación, *et al.* (2020)

Figura 2

1.4 Concentración territorial y frecuencias de desastres por eventos.



Nota: Datos tomados del informe Estado de la Nación 2020

En la figura anterior se observa la cantidad de eventos de desastre entre los años 2010 y 2019 y las zonas en construcción y la incidencia de desastres, en donde el 42,4% de las obras residenciales se ubican en zonas que no se media la regulación preventiva y de consideración de riesgo en el desarrollo inmobiliario.

Como dato interesante según estudio las obras son en mayoría públicas tales como: escuelas, colegios, universidades, carreteras y edificios de instituciones del gobierno central. Es decir que el riesgo de estas infraestructuras es de servicios públicos, algo no cabe duda de cómo se maneja los recursos del país y como parece insólito que el gobierno ha de dar ejemplo de lo que dispone en normas y requisitos según el mismo Código de sísmico de Costa Rica, en su numeral 3.1 para lo cual se anota textualmente:

Toda edificación debe tener un sistema estructural compuesto por uno o varios sistemas sismorresistentes de resistencia, rigidez y ductilidad apropiadas, capaces de transmitir todas las fuerzas por medio de una o preferiblemente, de varias trayectorias continuas y redundantes, desde su punto de aplicación hasta los cimientos de la estructura. También debe resistir deformaciones internas compatibles con los desplazamientos laterales correspondientes a la ductilidad global asignada o a la ductilidad global requerida en caso de que utilicen los métodos alternos de análisis contemplado en el artículo 7.7. sin pérdida sensible de su capacidad, Código sísmico de Costa Rica, (2010).

Es importante que uno de los objetivos de la creación del código es proteger la vida humana y la integridad física de las personas, que conlleva reducir los daños materiales como los recursos económicos a la vez minimizar el impacto social y económico ante cualquier eventualidad, algo que no se está haciendo según los estudios que lo muestra el Estado de la Nación (2020).

Otra razón que motiva a la investigadora este tema reside en la exigencia que conlleva repensar los efectos de la redundancia en los sistemas de marcos de cara al siglo XXI.

Posteriormente se hace referencia a los autores Álvarez E., Ruiz J. y Andrial E. (2016) que realizaron un Análisis No Lineal Pushover de un edificio público de 5 pisos rigidizado mediante pórticos espaciales dúctiles de hormigón armado. Dicho proyecto consistía obtener un mecanismo de fallo con el método Pushover para así asegurar una verificación en el mecanismo de las vigas supuestas para el diseño estructural de los pórticos. Donde se detalla textualmente lo siguiente:

Se evalúa el desempeño de un edificio público de cinco niveles rigidizado mediante pórticos espaciales dúctiles de hormigón armado a construir sobre suelo rígido en la zona de mayor peligrosidad sísmica de Cuba para los niveles de demanda sísmica especificados en la nueva propuesta de norma sísmica NC 46:2014, haciéndose una comparación con la norma vigente NC 46:1999. Los niveles de desempeño se determinan del análisis estático no

lineal por el método de espectro de capacidad. Se emplea el SAP2000 utilizando la opción de articulaciones plásticas generadas por el programa a partir de un modelo experimental del acero cubano G-40.

Por lo que como resultado el análisis Pushover permitió evaluar el comportamiento estructural del edificio basado en el desempeño para los dos tipos de espectros objetos utilizados.

Así haciendo un mismo énfasis en investigaciones realizadas con este método matemático de Análisis no Lineal Pushover, también se puede mencionar el proyecto elaborado por González C. (2017), el cual consiste en un análisis estático no lineal (Pushover) de estructura apertada de hormigón armado con diferentes grados de ductilidad. Aplicando la norma sismorresistente colombiana 2010 (NSR-10). En donde se calcula el espectro de capacidad de la edificación y el grado de ductilidad real de la estructura en cada uno de los modelos, por medio del método Pushover, comparando así los valores seleccionados para cada uno de los niveles de ductilidad por la NSR-10 que se utilizaron para reducir las cargas sísmicas en el diseño estructural.

Por lo tanto, con base en lo descrito anteriormente se concluye que el presente estudio, cumple con los intereses necesarios de un tema de debate y de constante preocupación, no solo para el campo de la ingeniería civil sino a nivel particular de la Universidad Latina de Costa Rica y siguiendo el enfoque cuantitativo se considera un tema muy significativo.

Investigar la evaluación del efecto de la redundancia en un sistema de marcos arriostrados excéntricamente (EBF) cuando trabaja con un sistema de marcos de momento mediante el método de análisis estático no lineal (Pushover) es de gran importancia debido a que no existe estudios al respecto, solo temas aislados.

1.2 Planteamiento del problema de estudio

En consecuencia y sustentadas en lo planteado por Hernández, R.; Fernández, C. y Batista, P. (2010, pp. 30-40) entiende como planteamiento del problema no es sino afinar y estructurar más formalmente la idea de investigación, sobre ¿Cuáles son los beneficios que derivan para hacer un estudio?, se considera que prevalece el criterio de conveniencia, porque mediante el aporte teórico y enriquecido con la opinión de los graduados se puede valorar los beneficios que se desprenden de ellos.

1.2.1 Enunciado del problema

El vivir en Costa Rica en una zona de subducción de placas donde interactúan tres grandes placas tectónicas como son: las placas del Coco, Caribe y nazca es natural que las infraestructuras se vean afectados.

Por otro lado, la poca planificación a mediano y largo plazo en infraestructura es causante de vacíos en su desarrollo, ya que año tras año se presentan inundaciones, deslizamientos y sismos de diversa magnitud golpeando al país y por ende estos fenómenos van afectando principalmente la infraestructura y otro es a nivel vial.

Asimismo, en la actualidad, las demandas y tendencias arquitectónicas como lo son algunas malas infraestructuras en ocasiones por parte de algunos arquitectos e ingenieros particularmente en edificios con base a marcos rígidos ha llevado construcciones con grandes claros provocando un grado de hiperestaticidad relativamente bajo.

Como consecuencia a lo anterior, las experiencias vividas, como estudio señalan que la ductilidad y la redundancia estructural han resultado ser los medios más versátiles para la seguridad en contra del colapso y daños excesivos.

A lo que agregan Tena, Cortés (2013): Una de las características más importantes que se debería buscar en una estructura desde el punto de vista de diseño sísmico es la redundancia, ya que cuando se cuenta con un número

reducido de elementos, como es el caso de estructuras poco redundantes, la falla de alguno de éstos puede causar el colapso de la estructura. Por esto, un buen diseño sismorresistente debe tratar de distribuir las cargas laterales producidas por terremotos de gran intensidad entre el mayor número de elementos posibles, para permitirle a la estructura desarrollar su máxima resistencia y aprovechar la disipación de energía producida por histéresis.

En este sentido, quiere decir que el concepto de redundancia se ha olvidado causando el uso de estructuras vulnerables en diferentes edificaciones, tal como lo ejemplifica los autores con los casos tales como: los edificios Petunia (figura 3), Laguna Beach (figura 4) durante el sismo de Caracas en el año 1967; otro ejemplo de estructuras poco redundante es la (figura 5), que corresponde a Kobe en 1995 se muestra como el edificio falló en la dirección con menor grado de redundancia, caso contrario la edificación de Pisco, la cual en el momento del sismo contaba con muchas irregularidades, malos conceptos de estructuración en los que se destaca baja redundancia causando que las columnas colapsaran tal como se muestra en la figura antes mencionada.

Figura 3

Edificio Petunia, Caracas



Nota: Datos tomados de Tena, Cortés 2013

Figura 4

Edificio Laguna Beach, Venezuela



Nota: Datos tomados de Tena, Cortés 2013

Figura 5

Edificios de Kobe y Pisco



Nota: Datos tomados de Tena, Cortés 2013

De las figuras anteriores se deduce que ante cualquier patrón de carga o ante un eventual fenómeno de la naturaleza, es importante los beneficios que aporta la redundancia estructural a la hora de la inestabilidad o colapso de una estructura. Dada lo anterior se considera que la redundancia estructural juega un papel importante a la hora que un ingeniero tome las decisiones correctas durante el proceso de diseño que pretende llevar a cabo.

Los aspectos antes señalados representan un breve esbozo de algunas situaciones relacionadas con los efectos de la redundancia en materia de diseño estructural en el contexto de lo pasado para trascender a las futuras edificaciones, a lo que suma la exigencia del análisis y retos que plantean los criterios del código sísmico en Costa Rica y más allá. Entonces, es posible llegar a considerar que uno de los desafíos en la actualidad es el mejoramiento de diseño de infraestructuras, lo cual puede investigarse desde distintas perspectivas.

Es desde esta perspectiva que la investigadora se propuso, como eje central de este estudio, buscar respuesta a la siguiente interrogante: ¿Cuál es la evaluación del efecto de la redundancia en un sistema de marcos arriostrados excéntricamente (EBF) cuando trabaja con un sistema de marcos de momento? Con el fin de poder caracterizar estos efectos es que se plantea esta investigación, la cual busca determinar el deterioro de los diseños estructurales bajo diferentes momentos en el tiempo.

Es por ello que este apartado constituye un primer acercamiento al escenario estructural en la actualidad y ante la necesidad de la investigación y de dar respuesta a los objetivos propuestos.

1.2.2 Formulación del problema

A la luz del enunciado del problema y con referencia a los antecedentes del problema, el presente trabajo pretende responder la siguiente pregunta ¿Cuál es la

evaluación del efecto de la redundancia en un sistema de marcos arriostrados excéntricamente (EBF) cuando trabaja con un sistema de marcos de momento?

1.3 Justificación

Existen muchas razones del porque llevar a cabo un estudio de esta naturaleza, entre ellas se destaca la vida humana en el sentido de resguardar integralmente su vida; y ante las diferentes eventualidades reducir el riesgo sísmico y en particularidad la vulnerabilidad de las edificaciones, lo cual representa un rol para el ingeniero estructural, ya que este sentido tiene a su cargo no solo el diseño, sino la supervisión del sistema estructural de las construcciones.

Por otra parte, del autor Godínez E. (2014) en el artículo “La importancia de la redundancia estructural en el diseño sísmico agrega lo siguiente:

Se presentan algunas de las razones por las cuales es conveniente que la redundancia estructural se considere de forma clara y simple dentro del proceso de diseño sísmico. Se destacan las principales aportaciones de algunos estudios desarrollados a la fecha, los cuales han dado lugar a mejoras en algunos reglamentos de diseño en los que actualmente se emplean factores para la consideración explícita de los efectos favorables o desfavorables de la redundancia estructural durante el proceso de diseño sísmico. Además, se hacen notar las diferencias de los criterios empleados para la consideración de la redundancia estructural entre uno de los principales códigos de diseño sísmico.

En consecuencia, la ductilidad, y la redundancia estructural han resultado ser los medios más efectivos para proporcionar seguridad contra el colapso y daños excesivos, especialmente si los movimientos resultan más severos que los anticipados en la etapa de diseño, pues en el momento en que sucede un sismo de gran intensidad.

Por lo tanto, este tema se considera de gran importancia y de actualidad, lo cual pretende aportar información acerca del efecto de la redundancia en un sistema de marcos arriostrados excéntricamente (EBF) cuando trabaja con un sistema de marcos de momento mediante el método de empuje monotónico creciente (Pushover).

En consecuencia y sustentada en lo planteado por Hernández, Fernández y Baptista *et al.* (2010). (pp. 30-40) sobre ¿cuáles son los beneficios que derivan para hacer un estudio?, se considera que prevalece el criterio de conveniencia, porque mediante el aporte teórico y enriquecido se puede valorar los beneficios que se desprenden de ellos.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Evaluar el efecto de la redundancia en un sistema de marcos arriostrados excéntricamente (EBF) cuando trabaja con un sistema de marcos de momento mediante el método de análisis estático no lineal (Pushover).

1.4.2 Objetivos específicos

- Desarrollar la curva de capacidad del sistema mixto EBF con MF y con el sistema EBF definido por el código sísmico AISC-341 para comparar el nivel de capacidad entre los dos sistemas.
- Realizar un análisis de desempeño del sistema mixto EBF con MF y el sistema EBF que permita comparar el nivel de demanda entre los dos sistemas.
- Determinar las rotaciones en las conexiones del sistema de marcos de momento.
- Determinar el mecanismo inelástico del sistema mixto EBF con MF.

1.5 Alcances y limitaciones

1.5.1 Alcances

Los alcances del presente estudio es utilizar el método de análisis no lineal (Pushover). Asimismo, no se hará un detallamiento de las conexiones, ya que, se presuponen que todas las conexiones son rígidas. A la vez se supone que la resistencia de los materiales que se van a introducir al programa SAP2000 son materiales estándar, para así utilizar tal cual el programa generalmente aceptado por el gremio. Además, cabe señalar que para el diseño preliminar de la estructura se va usar la del código sísmico de Costa Rica 2010.

1.5.2 Limitaciones

Las limitaciones del presente estudio se deben principalmente a que no se realizara un análisis dinámico de la estructura ni un análisis cíclico debido a la falta de información, a la vez no se realizaran comparaciones presupuestarias. Tampoco se analizará la integración suelo-estructura, ya que, se realizará de la superestructura hacia arriba.

1.6 Delimitaciones

1.6.1 Delimitación espacial

Se realizará un análisis para el despeño de los marcos mediante el software SAP2000 y su comportamiento ante posibles eventualidades.

1.6.2 Delimitación temporal

El presente estudio se realizará a mediados del 2021 hasta diciembre del 2021 utilizando las fuentes de información disponibles hasta estas fechas.

CAPÍTULO II. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

ESQUEMA GUÍA PARA LA FUNDAMENTACIÓN TEORICA

CONSTRUCTOS

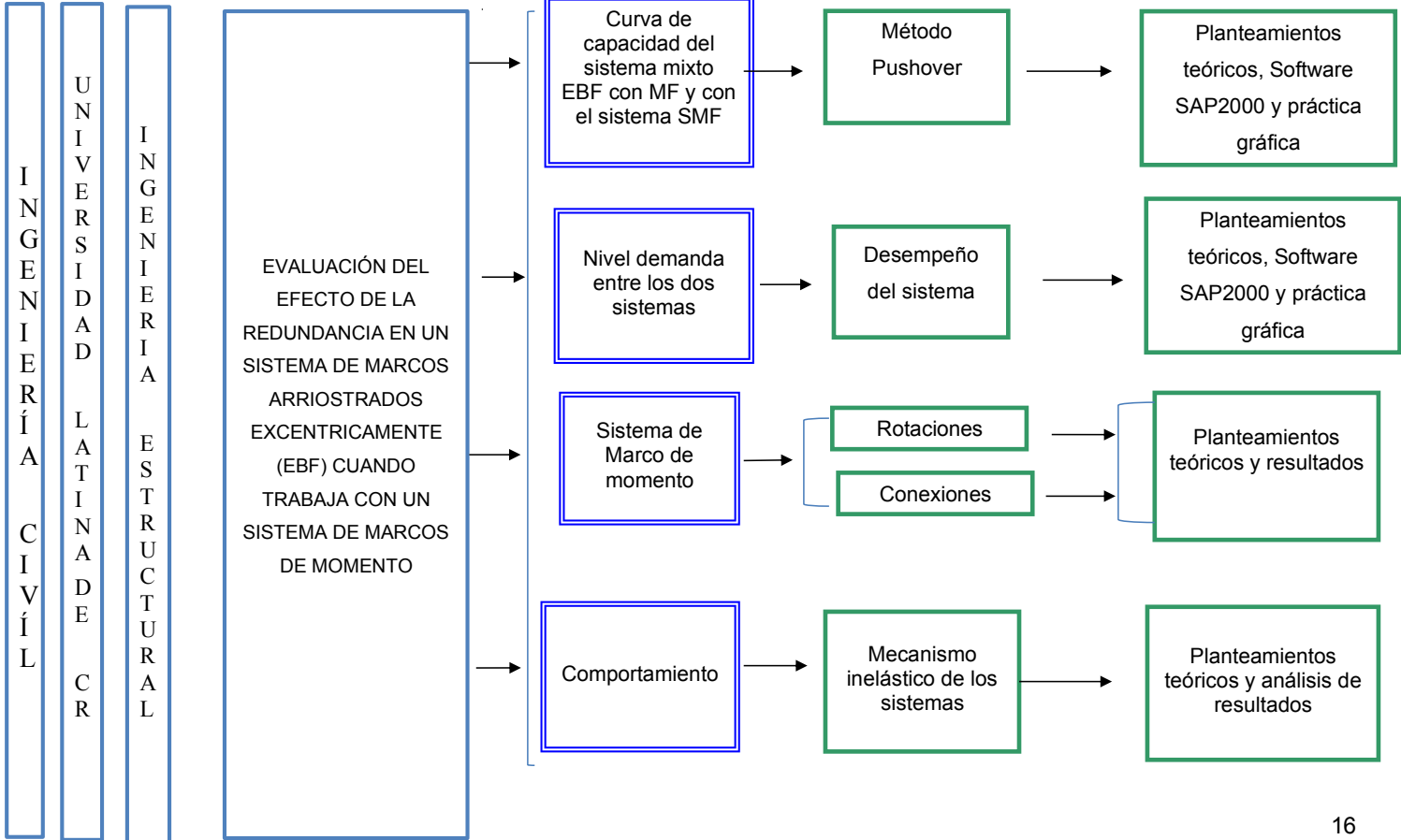
TEMA

REFERENTES

CONCEPTOS

ASPECTOS

Esquema guía para la fundamentación teórica



FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

Evaluar el efecto de redundancia estructural, como antes se señaló, implica entre otras cosas, considerar la posibilidad de falla en un diseño sismorresistente, donde se ha llegado a definir, basado en el análisis, como el número de ecuaciones que se requiere para la solución de un problema estructural, en complemento con las ecuaciones de equilibrio.

Por lo tanto, para efectuar este estudio se elabora una fundamentación teórica, el cual se desarrolla desde la perspectiva teórica para sustentar el estudio. Por su parte, Hernández et al., (2010) agrega: “sustenta teóricamente en el estudio, una vez que ya se ha planteado el problema de investigación” ... Es decir, una vez planteado el problema de estudio; cuando ya se poseen objetivos y preguntas de investigación y que además se ha evaluado su relevancia y factibilidad, el siguiente paso consiste en sustentar teóricamente el estudio (p52).

Por consiguiente, este capítulo comprenderá los contenidos y las variables tomadas en cuenta para respaldar y cimentar el problema de estudio, para lograrlo se realizará una investigación en diversas fuentes. Cabe señalar, que estos contenidos requieren derivarse de los objetivos específicos, con base en los cuales se infiere el sustento teórico que requieren.

2.1. Redundancia

La redundancia se relaciona con la configuración estructural de la construcción y con la posibilidad de falla de sus componentes.

Por su parte, Crisafulli F. (2008) cita en el libro “Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero en el cual menciona a los autores Bertero y Bertero (1999) estos introdujeron el concepto de redundancia en el Código UBC, para lo cual determinaron lo siguiente:

Que los efectos benéficos más importantes de la redundancia son la distribución de la disipación de energía en la estructura, evitando la concentración de daño y la reducción de la demanda de desplazamientos y ductilidad como consecuencia de efectos torsionales en rango elástico. Es por ello que las normas norteamericanas consideran un factor de

redundancia, ρ , cuyo objeto es el aumentar la acción sísmica de diseño en el caso de sistemas menos redundantes. Se consideran dos casos, con valores de 1.0 y 1.3, donde el valor más elevado corresponde a estructuras donde la remoción de una riostra o la pérdida de resistencia de las conexiones de una viga resultan en una reducción del 33% o más de la resistencia lateral del piso. Este factor se aplica al estado de carga sísmica.

Es por esto que es importante considerar el factor de redundancia para incrementar la acción sísmica en estructuras con baja redundancia, en la cual, implica, prácticamente, una reducción del factor de modificación de respuesta R . Por lo que puede concluirse que son tres los aspectos principales que afectan la respuesta de la estructura ante la acción sísmica: la ductilidad, la sobrerresistencia y la redundancia estructural.

De este modo, en la siguiente ecuación se incluyen tres factores explícitamente.

$$R = R_{\mu} \Omega_o \frac{1}{\rho}$$

Ec. 1

Donde R_{μ} es el factor de reducción por ductilidad y Ω_o es el factor de sobrerresistencia.

2.1.1. Sobrerresistencia

Se hace necesario definir estos conceptos, donde los autores Morejón G.; Llanes C. y Frómata Z. (2017) citan en el artículo “Métodos para la determinación del factor de reducción de respuesta de las fuerzas sísmicas”, de la siguiente manera:

La sobrerresistencia es consecuencia de la formación secuencial de articulaciones plásticas en una estructura redundante detallada adecuadamente, depende de la incertidumbre de la ejecución y manufactura de la estructura y se adquiere también en el diseño al seleccionar cuantías mayores que las requeridas teóricamente.

2.1.2. Ductilidad

Por otra parte, Crisafulli F., et al (2008) define la ductilidad, μ , de la siguiente manera:

La ductilidad, μ , es una propiedad estructural que puede definirse como la capacidad de un material, componente o sistema de deformarse inelásticamente sin pérdida de resistencia y se cuantifica como la relación entre la deformación o desplazamiento máximo y el correspondiente a fluencia. Es por esto que la ductilidad puede definirse a partir del desplazamiento máximo ($\Delta_{m\acute{a}x.}$) impuesto por el sismo, (Δy); demanda de ductilidad, para un sistema estructural, la cual se simplifica mediante la siguiente ecuación.

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta y}$$

Ec.2

Dentro de los factores que afectan la ductilidad el autor Crisafulli F., et al (2008) describe los siguientes:

a. Desgarramiento laminar

El acero es un material isotrópico que puede exhibir los efectos de anisotropía en términos de resistencia y ductilidad, esto por la presencia de elementos no metálicos o inclusiones en la constitución del acero. Dichas inclusiones actúan como micro-fisuras planas que debilitan el material al someterse a tracción en dirección perpendicular a la que fue laminado, el cual se puede apreciar en la figura 6.

Figura 6

Fenómeno de desgarramiento laminar

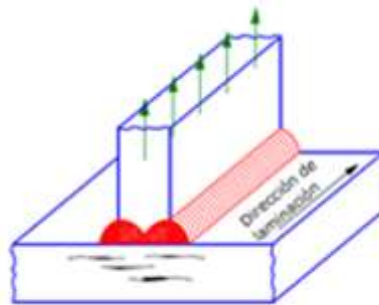


Fig. 1-7. Fenómeno de desgarramiento laminar.

Nota: Tomado del libro Diseño sismorresistente de construcciones de acero 5ta ed. Crisafulli F., et al (2008)

Este fenómeno se conoce como desgarramiento laminar, en cual suele ser significativo en secciones con placas gruesas o perfiles pesados donde además se generan fuertes restricciones de deformación por soldadura. (Bruneau et al., 2011)

b. Fatiga de bajo ciclaje

La fatiga es un fenómeno característico de los aceros por el cual se produce la falla prematura del material bajo la repetición de ciclos de carga, esto es consecuencia de la propagación de fisuras iniciadas en imperfecciones o dislocaciones en la estructura cristalina del material. Donde en la fatiga de bajo ciclaje, la fractura se produce luego de la repetición de un número reducido de ciclos en los que se han desarrollado deformaciones plásticas, las cuales se pueden ejemplificar en la figura 7.

Figura 7.

Detalle de la fractura en el ala de una viga sometida a ensayos cíclicos en rango plástico.



Nota: Tomado del libro Diseño sismorresistente de construcciones de acero 5ta ed. Crisafulli F., et al (2008)

Por lo anterior, Crisafulli F., et al (2008) logra destacar que la falla ocurre a un nivel de deformaciones menor que la deformación última del material obtenida del ensayo monotónico de tracción. Es importante resaltar que la evaluación experimental de la resistencia a fatiga de bajo ciclaje obtenida con probetas puede ser muy distinta de la que surge al ensayar componentes estructurales completos. Esta diferencia se origina en la significativa influencia que tienen las deformaciones plásticas resultantes de la ocurrencia de pandeo local.

c. Otros factores

Por su parte el autor Crisafulli F., et al (2008) cita que la ductilidad del acero, y por ende la respuesta estructural ante acciones sísmicas, puede verse afectada por otros efectos o factores, tales como la temperatura, los problemas relacionados con la soldadura (calentamiento-enfriamiento, fragilización por hidrógeno) y las técnicas de fabricación (corte, perforación, entre otros).

En los cuales menciona que son analizados de forma detallada el texto de Bruneau et al., 2011.

2.2. Análisis de los tipos de conexiones en vigas y columnas

El diseño de las conexiones viga-columna se considera como el área más crítica de una edificación.

Es así como los autores Aguilar, R.; Revelo, M. y Tapia, W. (s.f.) realizaron un trabajo de investigación sobre el análisis de conexiones viga- columna de acuerdo al código ACI 318SR-05. En los que se destacaran ciertos puntos importantes a considerar para el presente estudio.

Primeramente, Aguilar, R. et al., señalan que, el diseño de las conexiones viga-columna al ser un aspecto crítico dentro del diseño de un edificio de hormigón armado situado en zonas de alto riesgo, en especial las estructuras que no tienen diagramas u elementos similares capaces de disipar la fuerza sísmica, se debe garantizar el cabal de desempeño global ante las solicitaciones a las que sean sometidas, se debe asegurar la continuidad de

la estructura; es decir, estar capacitados para resistir tensiones de origen gravitacional, eólico, sísmico u otra índole, para así transmitir estas mismas tensiones de manera conveniente de la losa a las vigas, de vigas a columnas y de columnas hasta la infraestructura o sistema de fundación.

Es por lo anterior que se considera de importancia tal como señala Aguilar, R. et al., el deterioro de la rigidez en los nodos viga-columna conducen a grandes desplazamientos en la estructura que llegan a impedir que se desarrollen mecanismos de disipación de energía, poniendo así en peligro la integridad de la misma. Ya que en estructuras que aún no están en colapso pero que sí presentan fallas en los nodos, éstas llegan a ser muy difíciles de reparar, por lo que en conclusión se dan como indudables colapsos.

Como evidencia de lo que destacan estos autores lo ejemplifican con las imágenes representadas en la siguiente figura 8.

Figura 8.

Ejemplos reales de fallas en los nodos.



Figura 1. Terremoto y tsunami, 26 de diciembre de 2004 Sur Este de Asia
Columna débil - viga fuerte, fracaso de las articulaciones viga-columna Centro Comercial "Panta Plrak" en Banda Aceh



Figura 2. Terremoto y tsunami, 26 de diciembre de 2004 Sur Este de Asia
Falla de la conexión viga-columna debido a la falta de refuerzo transversal Cuatro edificios de oficinas en Banda Aceh



Figura 4. Terremoto, 17 de agosto de 1999, Kocaeli Turquía
Falla de las conexiones viga-columna

Nota: Tomado de Aguilar, R.; Revelo, M. y Tapia, W. (s.f.)

2.2.1. Tipos de conexiones

Existe una gran variedad de tipos de conexiones, tales son como los nudos interiores, exteriores, esquineros, exteriores con voladizo, interiores con solo dos vigas que llegan al nudo, los que tengan losa monóticamente construida, nudos de cubierta, de entrepiso, entre otras.

Sin embargo, para énfasis en el presente proyecto se destacarán únicamente los nudos interiores, exteriores y esquineros de entrepiso, representados en la siguiente figura 9.

Figura 9

Principales tipos de nudos.

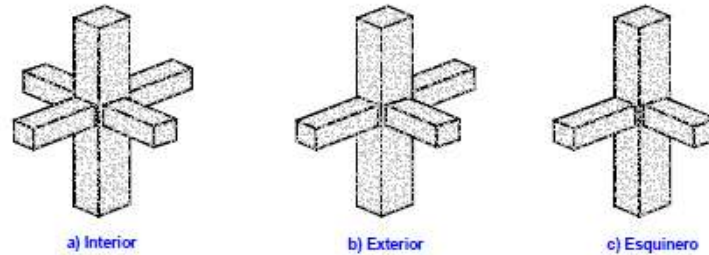


Figura 6. Principales tipos de nudos

Nota: Tomado de Aguilar, R.; Revelo, M. y Tapia, W. (s.f.)

2.2.2. Fuerzas en el nudo

De acuerdo al diseño establecido por el ACI en la siguiente figura 10 se pueden presentar las fuerzas externas que actúan en el nudo, y en la figura 11 las fuerzas de cortante horizontal y vertical.

Figura 10

Fuerzas externas en el nudo

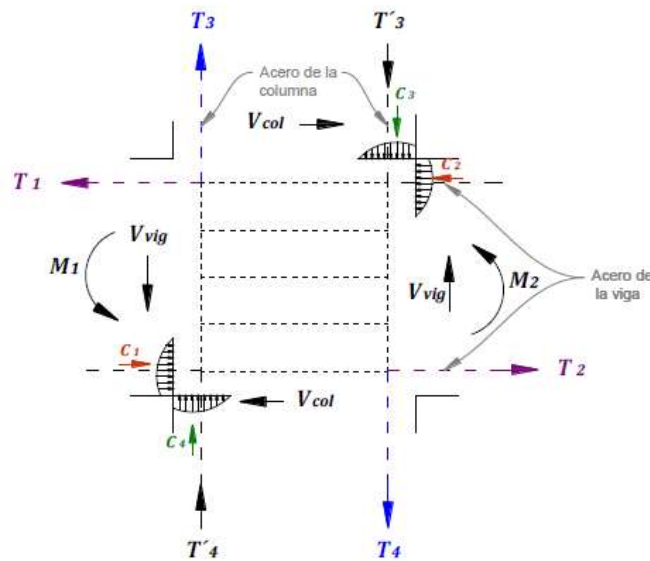


Figura 7. Fuerzas externas en el nudo

Nota: Tomado de Aguilar, R.; Revelo, M. y Tapia, W. (s.f.)

Figura 11.

Fuerza cortante horizontal y vertical.

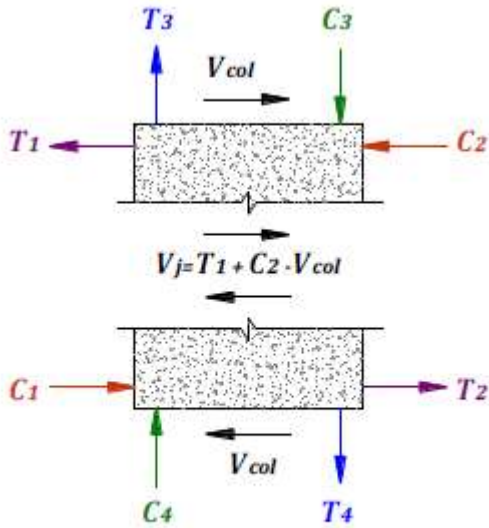


Figura 8. Fuerza cortante horizontal

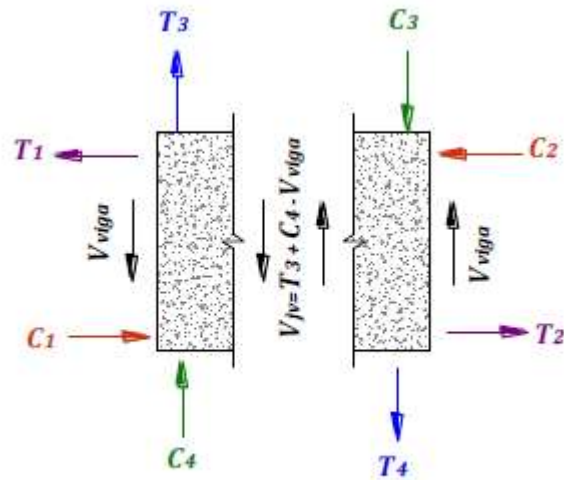


Figura 9. Fuerza cortante vertical

Nota: Tomado de Aguilar, R.; Revelo, M. y Tapia, W. (s.f.)

Por las figuras anteriores se logra apreciar que la armadura superior e inferior de las vigas originan fuerzas cortantes horizontales en el nudo, y con ello las armaduras de las columnas originan fuerzas cortantes verticales en el nudo. Representando las variables de la siguiente manera:

- T = Fuerzas de tracción
- C = Fuerzas de compresión
- V_{col} = Cortante generado por la columna
- V_j = Cortante Horizontal aplicado al nudo
- V_{Viga} = Cortante generado por la viga
- V_{jv} = Cortante vertical aplicado.

2.2.3. Conexiones de estructuras de acero

El Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC) (s.f.) define las conexiones como el pegamento que mantiene toda la estructura unidad donde históricamente muchas de las mayores fallas estructurales se debieron a algún tipo de falla en la conexión.

Cabe señalar que según el autor Chacón G. (s.f.) algunas de las normas y especificaciones existentes sobre las conexiones son las siguientes:

- AISC/ANSI 360-16 Specification for Structural Steel Buildings
- AISC Steel Construction Manual (15th Edition Manual)
- RCSC (Specification for Structural Joints Using ASTM 325 or ASTM 409
- AISC 358-16 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.
- CSCR 2010 (Anexo B)

A la vez, dicho autor Chacón G. (s.f.), en su presentación sobre las conexiones de estructuras de acero y consideraciones sísmicas, especifica cuatro tipos de conexiones de acero que existen, por lo que se puede resumir con la siguiente tabla 1.

Tabla 1.

Tipos de conexiones en estructuras de acero

TIPOS DE CONEXIONES EN ESTRUCTURAS DE ACERO	
Tipo de Conexión	Sus tipos
Conexión a Tensión	Cargadas Directamente
	Cargas colgantes (Hangers)
	Arriostres livianos y pesados
Conexión a Compresión	Conexión pesada
	Empalmes de columna
	Placas de apoyos en vigas
	Placas de asiento
Conexiones a Cortante	Ángulos dobles
	Ángulos simples
	Shear Tab
	Shear End Plate
	Tee Connections
	De Asiento
Conexiones de Momento	Alas soldadas
	Alas soldadas con placas
	Alas apernadas con placas
	Tee Stub
	Alas con ángulo
	Placa extendida (Moment end Plate)

Nota: Elaborado por la sustentante conforme a la presentación del autor Chacón G. (s.f.) sobre las conexiones de estructuras de acero y consideraciones sísmicas, 2021.

Una vez definidos los términos que conllevan a la redundancia, y los tipos de conexiones en vigas y columnas, seguidamente se hará un énfasis de los principales conceptos de los Marcos de momento (SMF) y los Marcos Arriostrados Excéntricamente (EBF).

2.3. Marcos de momento

Para iniciar conceptualmente con los Marcos de momento (SMF) se logra destacar el aporte del autor Acosta N. (2005) en su tesis sobre el “Análisis del Comportamiento No Lineal y de la Demanda de Ductilidad de Marcos de Acero Estructural tipo Marco Especial (SMF)”, en el cual los define de la siguiente forma:

Los marcos especiales SMF son sistemas de alto desempeño sismo-resistente, con alto grado de flexibilidad y alta ductilidad, cuyas conexiones viga-columna deben ser capaces de resistir las demandas de momento en los nudos. Según su regularidad en planta o elevación, los marcos SMF trabajan con ductilidad global óptima de $\mu=6$, O ductilidad local moderada de $\mu=3$; como consecuencia el diseño conduce a fuerzas sísmicas relativamente bajas según el espectro de respuesta de diseño, y mayores deformaciones inelásticas de los marcos.

Es por esto que el autor Acosta N. (2005) logra demostrar el comportamiento cíclico fuerza-deflexión (momento rotación) para un elemento de acero resistente a momento, señalada en la figura 12. En la cual la analiza como las pendientes de las curvas representan la rigidez del elemento y las áreas encerradas señalan la disipación de energía, para así mantener su capacidad de rigidez y resistencia durante grandes y repetidas incursiones en rangos inelásticos con ayuda de rótulas plásticas que causan una gran disipación de energía, creando así un amortiguamiento como respuesta ante las rotaciones inelásticas cíclicas de gran magnitud y con ello llega a mejorar el comportamiento sísmico de la estructura, sin la necesidad de una resistencia o deformación excesiva de la misma.

Figura 12

Gráfica representativa del Momento-Rotación.

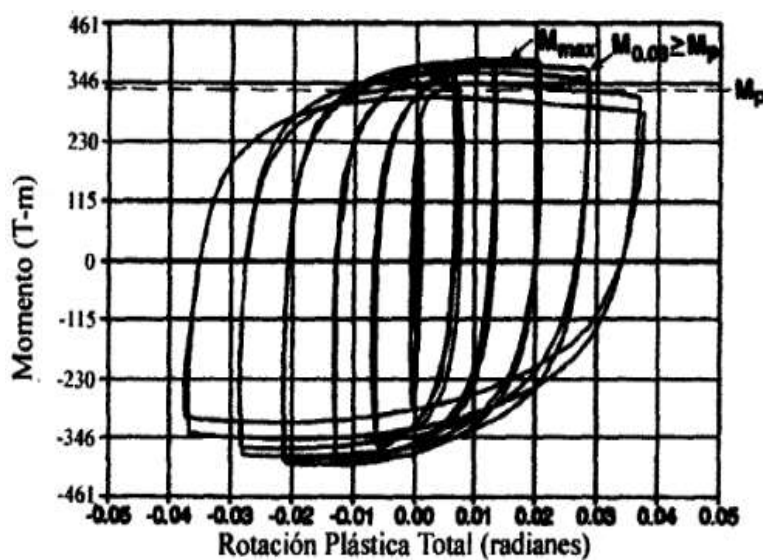


Figura 1-3 Momento – Rotación

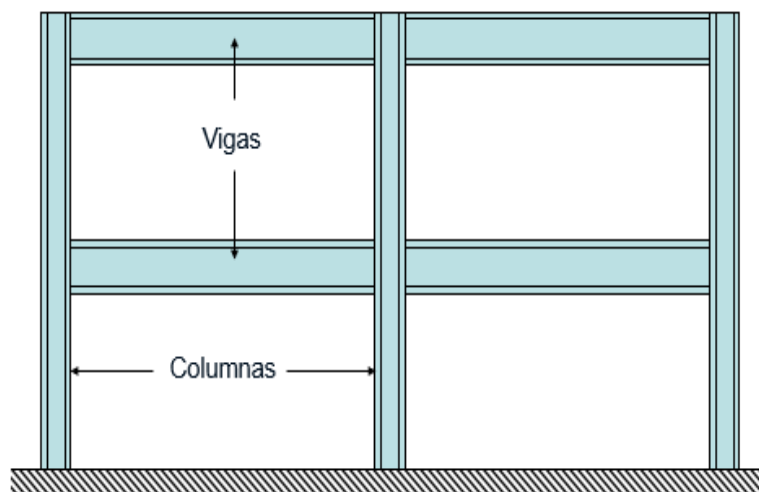
Nota: Tomado de la tesis “Análisis del Comportamiento No Lineal y de la Demanda de Ductilidad de Marcos de Acero Estructural tipo Marco Especial (SMF)” Acosta N. (2005).

Representado así los marcos de momento (SMF) en la siguiente figura 13.

Figura 13

Marcos resistentes a momento.

- Marcos resistentes a momento



Nota: Tomado de la presentación “Diseño de edificios habitacionales y de oficinas” Herrera N. (2007).

2.4. Marcos Arriostrados Excéntricamente (EBF).

Los marcos arriostrados con conexiones excéntricas se caracterizan por desarrollar una respuesta dúctil y estable. En este sistema estructural, las fuerzas axiales inducidas en las riostras son transferidas mediante esfuerzos de corte y flexión en segmentos de reducida longitud, llamados enlaces o *links*, donde se disipa la energía por fluencia de acero.

A la vez este sistema de marcos EBF son un buen ejemplo de aplicación del diseño por capacidad, en el cual el autor Crisafulli F., et al (2008) lo refiere como un procedimiento que permite al diseñador definir un mecanismo de deformación plástica (fluencia por flexión y/o corte en el enlace) y evitar así los modos de falla no deseados (pandeo de las riostras y columnas).

También señala que estas estructuras representan una solución excelente para el diseño sismorresistente debido a que combinan una elevada rigidez lateral, por efecto de las riostras, y una muy adecuada capacidad de disipación de energía. Por estas razones, fueron adoptados rápidamente como sistema estructural en distinto tipo de construcciones sismorresistentes, incluso en casos de rehabilitación de estructuras existentes.

Aunado a lo anterior cabe destacar que los esfuerzos típicos que la acción sísmica induce en este tipo de pórticos se pueden ejemplificar en la figura 14.

Figura 14

Ejemplos de pórticos con arriostramientos excéntricos.



Nota: Tomado de Crisafulli F. (2018)

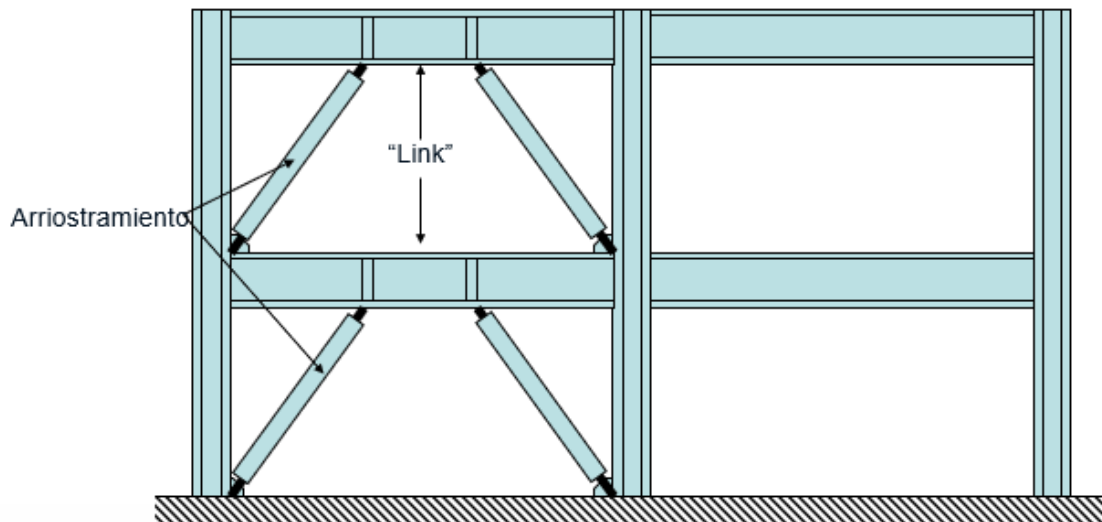
Por la imagen anterior Crisafulli F., et al (2008) describe que se puede observar cómo la conexión excéntrica llega a generar esfuerzos elevados de flexión y corte en la zona del enlace, cuyos esfuerzos generan la fluencia en dicha zona, disipando energía y asegurando así una adecuada ductilidad al sistema. Esta relación que existe entre el momento flector y el corte provocados en el enlace puede alterarse si se varía la longitud del mismo, y así se puede llegar a controlar el comportamiento del enlace, para que éste fluya por corte o por flexión, siendo el primer mecanismo de fluencia el más conveniente.

A la vez, de una manera más detallada se puede destacar la figura 15.

Figura 15

Marcos arriostrados excéntricamente.

- Marcos arriostrados excéntricamente



Nota: Tomado de la presentación "Diseño de edificios habitacionales y de oficinas" Herrera N. (2007).

Se destaca que el enlace debe ser diseñado de una manera detallada y minuciosa, esto porque se debe controlar los problemas de inestabilidad por pandeo local y así asegurar una respuesta dúctil y estable.

Es por lo anterior que el autor Crisafulli F., et al (2008) menciona que los ensayos de laboratorio muestran que esto puede lograrse mediante el uso rigidizadores verticales dispuestos en el alma del perfil, los que no incrementan la resistencia a corte del alma, dado que el área es la misma. La Figura 16 muestra el detalle típico de un enlace, donde se observan los rigidizadores de extremo de enlace y otros intermedios.

Figura 16

Configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente.

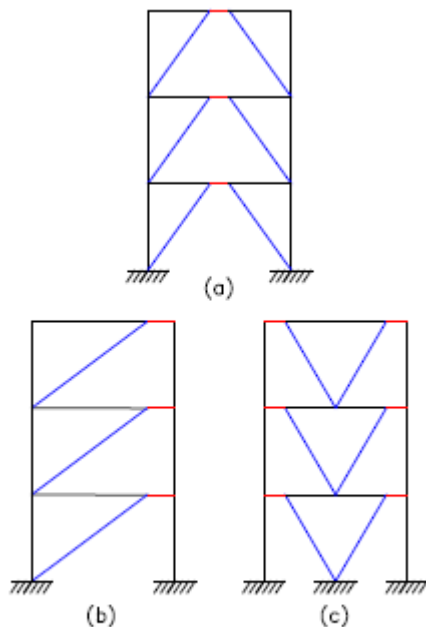


Fig. 3-15. Configuraciones típicas para pórticos arriostrados excéntricamente.

Nota: Tomado de Crisafulli F. (2018)

Gracias a las especificaciones del ANSI/AISC 341-16 se incluyen requerimientos detallados para un único tipo de marcos arriostrados excéntricamente, que tienen la característica de tener una elevada capacidad de deformación inelástica, desarrolladas principalmente en los enlaces. Por lo que el autor Crisafulli F., et al (2008), cita textualmente:

La fluencia limitada fuera de los enlaces, particularmente en la viga, es en muchos casos inevitable. El factor de modificación de respuesta se adopta como $R=8$. En las conexiones de los miembros, con excepción de los enlaces, se permiten pequeñas excentricidades cuya magnitud no debe exceder la altura de la viga. En esos casos se requiere que los esfuerzos resultantes de esa excentricidad (momento flector y corte) sean considerados en el diseño y que su efecto no altere la capacidad de deformación inelástica. (p149.)

Por lo que el autor Crisafulli F., et al (2008), realizando un análisis sobre la resistencia requerida de las riostras y de las vigas, ésta se llega a obtener al

momento de aplicar las combinaciones de carga con la acción sísmica limitada por capacidad, E_{cl} , tomando en cuenta que en los extremos de los enlaces se desarrolla la resistencia a corte ajustada.

Según lo indicado por el reglamento ASCE/SEI 7-16, Capítulo 16, la resistencia requerida de las columnas no necesita exceder el menor de los siguientes valores:

- Las fuerzas resultantes de considerar la resistencia de las fundaciones al levantamiento, por efecto del momento de vuelco.
- Las solicitaciones obtenidas de un análisis dinámico no lineal, incluyendo los efectos de no linealidad del material y geométricos.

Por consiguiente, es importante aclarar que el diseño de las vigas, en las zonas que están fuera del enlace, puede llegar a ser problemático, esto por la experiencia a lo largo de los años y diferentes situaciones, ya que, es difícil resistir las demandas que se provocan cuando el enlace desarrolla su resistencia ajustada.

Es por esto que el autor Crisafulli F., et al (2008), recomienda lo siguiente: En estos casos no resulta de utilidad incrementar las dimensiones de la viga porque también se incrementa la resistencia del enlace (que normalmente tiene las mismas características porque es la misma viga) y con ello las solicitaciones en los tramos fuera del enlace. Para controlar este problema, una alternativa puede ser utilizar enlaces cortos ($e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$), en los cuales los momentos de extremo son menores que en los enlaces largos. Otra solución es utilizar riostras y conexiones con resistencia flexional elevada, de modo el momento de extremo de enlace se reparta entre la viga y la riostra.

2.4.1. Conexiones de los marcos arriostrados excéntricamente

Para el diseño de las conexiones en ambos extremos de las riostras se deben realizar con una resistencia requerida igual, como mínimo a la resistencia requerida

de las riostras. Además, el autor Crisafulli F., et al (2008), anuncia textualmente lo siguiente:

Las conexiones viga-columna deben cumplir con las especificaciones correspondientes a conexiones de pórticos no arriostrados especiales, esto es que se diseñan como conexiones simples (con capacidad de rotación de 0.025 rad. como mínimo) o bien como conexiones a momento, con una resistencia requerida indicada por el reglamento. Las conexiones soldadas deben considerarse como soldaduras de demanda crítica en los siguientes casos:

- Soldaduras de ranura en empalmes de columnas.
- Soldaduras en conexiones columna-chapa base.
- Soldaduras en conexiones viga-columna.
- Soldaduras en conexiones enlace-columna (caso ilustrado en Figura 17).
- Soldaduras en juntas alma-ala de vigas armadas que se conectan con el enlace.

Figura 17

Detalle del enlace y conexión reforzada a la columna.

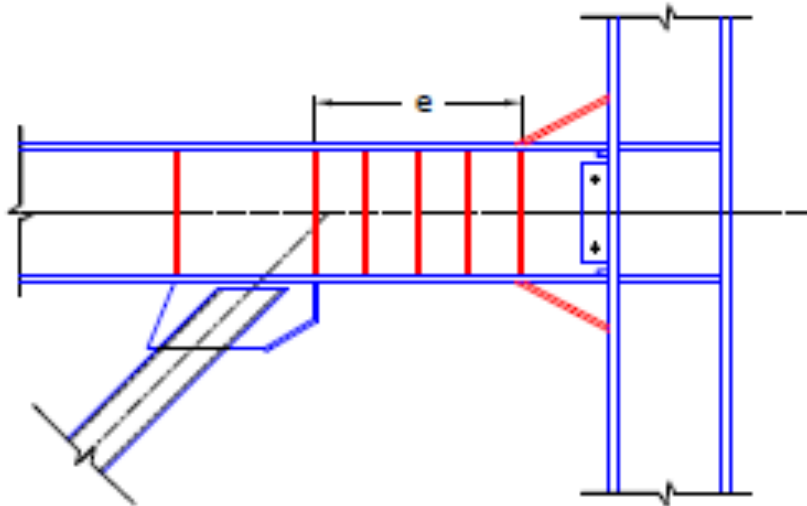


Fig. 6-18. Detalle del enlace y conexión reforzada a la columna.

Nota: Tomado de Crisafulli F. (2018)

En el caso de que los arriostramientos se dispongan de manera que se tienen conexiones enlace-columna (como la ilustrada en la figura anterior), dicha conexión debe ser totalmente restringida (FR), capaz de resistir la rotación inelástica que se genera en el enlace y diseñarse con una resistencia a corte de $R_y V_n$, como mínimo, y una resistencia a flexión al menos igual al momento que se genera cuando el enlace desarrolla su resistencia nominal a corte, V_n . Además, la conexión debe ser precalificada, en forma similar a las conexiones viga-columna en pórticos no arriostrados.

Las conexiones de riostras que se diseñan para resistir una fracción del momento flector de extremo de enlace deben considerarse como conexiones totalmente restringidas (FR).

2.4.2. Enlaces

Los enlaces, de los marcos EBF, representan "fusibles estructurales", donde Crisafulli F., et al (2008), señala que "deben detallarse adecuadamente para evitar que el pandeo local y otros fenómenos de inestabilidad degraden la respuesta. A la vez los restantes componentes del pórtico (vigas fuera de la zona de enlace, columnas, conexiones) se dimensionan aplicando conceptos del diseño por capacidad para asegurar que permanecen en rango elástico" (p. 140).

Otro punto a destacar es la deformación inelástica en los enlaces, ya que, Crisafulli F., et al (2008), lo señala como "un parámetro de significativa importancia en el diseño, siendo necesario controlar los valores máximos esperados en un sismo severo a los efectos de asegurar una respuesta adecuada" (p.145).

Pero para poder cuantificar la deformación inelástica se debe calcular mediante el ángulo de rotación plástica, γ_p , entre el enlace y el tramo de viga adyacente a él.

Es por esto que, pueden aplicarse procedimientos de análisis no lineal para determinar el valor de γ_p , lo que resulta práctico para el diseño evaluar dicha deformación a partir de un mecanismo rígido-plástico, como se indica en la figura 18, para tres configuraciones diferentes de pórticos arriostrados excéntricamente.

Figura 18

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

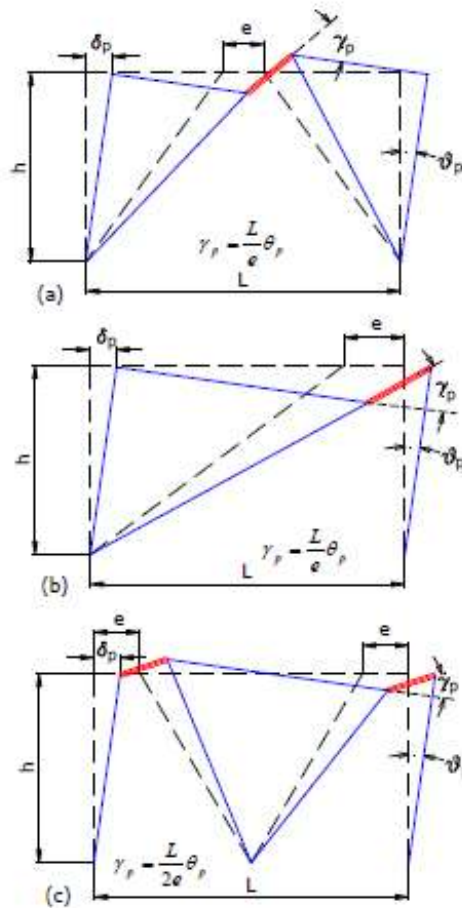


Fig. 6-13. Mecanismos de deformación plástica para determinar la rotación en el enlace.

Nota: Tomado de Crisafulli F. (2018)

Ante lo anterior, Crisafulli F., et al (2008), resalta que, en los dos primeros casos, esto es cuando la viga tiene un enlace, la rotación del enlace se determina como la ecuación Ec.3 y para el caso de viga con dos enlaces con la ecuación Ec.4.

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

Ec.3

$$\gamma_P = \frac{L}{2e} \theta_p$$

Ec.4

Por consiguiente, Crisafulli F., et al (2008), explica que “las especificaciones de diseño requieren que la demanda de rotación en el enlace no exceda ciertos valores admisibles, con el objeto de evitar deformaciones excesivas que pueden afectar la respuesta dúctil del enlace y, por ende, de toda la estructura. Donde el ángulo de rotación del enlace se calcula como el ángulo entre el enlace y la viga (en la zona fuera del enlace) cuando se alcanza la distorsión de piso de diseño” (p.145).

Conforme a estas observaciones, las especificaciones del ANSI/AISC 341-16 indican que la rotación del enlace, correspondiente a la distorsión de piso de diseño, no debe exceder los siguientes valores:

- 0.08 para enlaces cortos, $e \leq \frac{1.6 M_p}{V_p}$
- 0.02 para enlaces largos, $e \geq \frac{2.6 M_p}{V_p}$

Por lo cual, en la siguiente figura muestra una gráfica para el caso donde los enlaces intermedios se puede interpolar linealmente para determinar el valor de la rotación admisible.

Figura 19

Rotación admisible en el enlace en función de la longitud e.

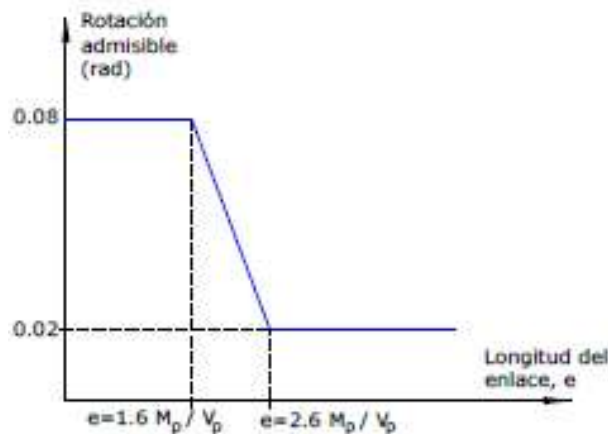


Fig. 6-15. Rotación admisible en el enlace en función de la longitud e.

Nota: Tomado de Crisafulli F. (2018)

Mostrando así que la máxima demanda de rotación inelástica se produce normalmente en los enlaces del piso inferior, por lo que la demanda de rotación

tiende a disminuir en los pisos superiores, conforme aumenta el periodo de vibración del edificio.

2.4.3. Sistemas duales

Los marcos especiales arriostrados excéntricamente pueden usarse en combinación con otro tipo estructural distinto en un mismo plano resistente o bien cuando se combinan planos resistentes de distinto tipo en una estructura espacial.

2.5. Diseño de marcos dúctiles con refuerzo excéntrico

Para Bruneau, M. et al., “aunque un marco de momento de acero correctamente diseñado y construido puede comportarse de manera dúctil, la flexibilidad lateral sustancial de los marcos de momento es tal que su el diseño a menudo se rige por límites de deriva de historia requeridos por el código” (p.591).

Por lo que como un comportamiento general y de mecanismo plástico, un marco arriostrado excéntricamente, es un sistema en que las fuerzas inducidas se transfieren a una columna u otra riostra a través de cizalla.

A la vez, sus enlaces actúan como fusibles estructurales para disipar la energía inducida por terremotos en un edificio de manera estable, esto se puede apreciar en la siguiente figura.

Figura 20

Geometrías típicas EBF

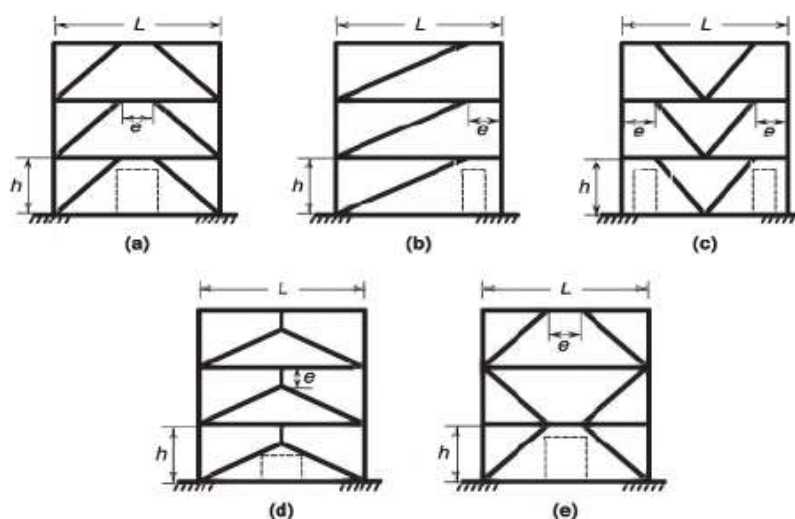


FIGURE 10.1. Typical EBF configurations.

Nota: Tomado de Bruneau, M.; Ming, C. y Sabelli, R. (s.f.).

Como muestra en el mecanismo plástico deseable de EBF se puede ejemplificar en la siguiente figura. En ella se puede apreciar el rendimiento de los enlaces mostrados con líneas de trama cruzada, las cuales se encuentran a lo largo de la altura del marco.

Figura 21.

Mecanismo de rendimiento de EBF

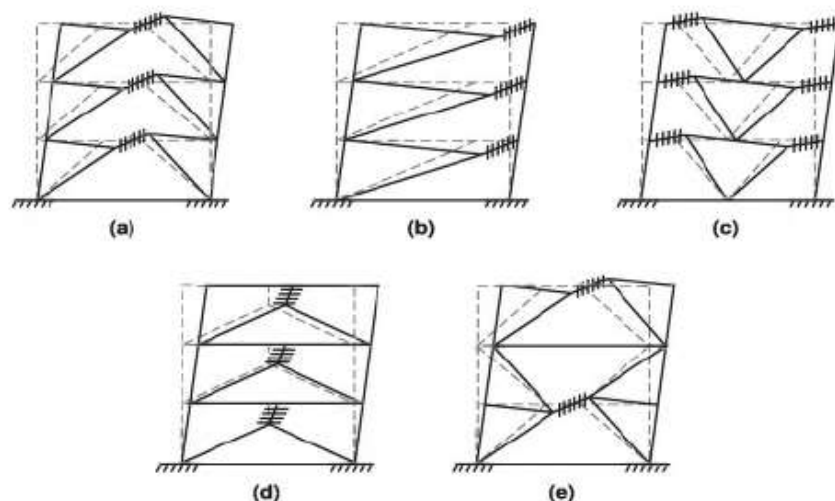


FIGURE 10.3 Yield mechanism of EBF.

Nota: Tomado de Bruneau, M.; Ming, C. y Sabelli, R. (s.f.)

2.6. Método de análisis no lineal (Pushover)

El método de análisis no lineal, o mejor conocido como Pushover, es definido por los autores Álvarez E., Ruiz J. y Andrial E. (2016) como un método que consiste en empujar lateralmente al edificio mediante una distribución de cargas horizontales. Este proceso lo controla a través de las cargas aplicadas o de las deformaciones del edificio.

Cabe señalar el método Pushover debe realizarse paso a paso teniendo en cuenta el comportamiento no lineal del edificio para poder detectar la iniciación de la fluencia, las plastificaciones de sus elementos y la formación del mecanismo de colapso, en la cual se puede representar en la siguiente figura.

Figura 22

Pushover planteamiento conceptual



Fig 1. Pushover. Planteamiento conceptual (FEMA 1997)

Nota: Tomado de Álvarez E., Ruiz J. y Andrial E. (2016)

2.6.1. Curva de capacidad

El método Pushover evalúa la capacidad de la estructura para resistir las fuerzas y deformaciones por sismo, es decir, la capacidad es la representación gráfica de cuando una estructura resiste una demanda sísmica, donde dicho comportamiento va depender de como maneje la capacidad de demanda sísmica; es decir, que la estructura debe ser capaz de resistir la demanda que genera tal sismo, para ser compatible con los objetivos de diseño. Esto se logra determinar gráficamente con la construcción de dos curvas:

- Curva de capacidad: Curva de capacidad de la estructura para resistir las fuerzas laterales.
- Curva de demanda: Curva de demanda del movimiento del suelo.

Por consiguiente, es puede señalar que la capacidad total de una estructura a depender de la resistencia y capacidades de deformación de sus componentes individuales, es por eso que para poder determinar la capacidad más allá de los

límites elásticos, se requiere alguna forma de análisis no lineal, es decir, en el caso del presente proyecto, el método Pushover.

Como ejemplo de una curva de capacidad se puede demostrar en la siguiente figura.

Figura 23

Ejemplo de curva de capacidad

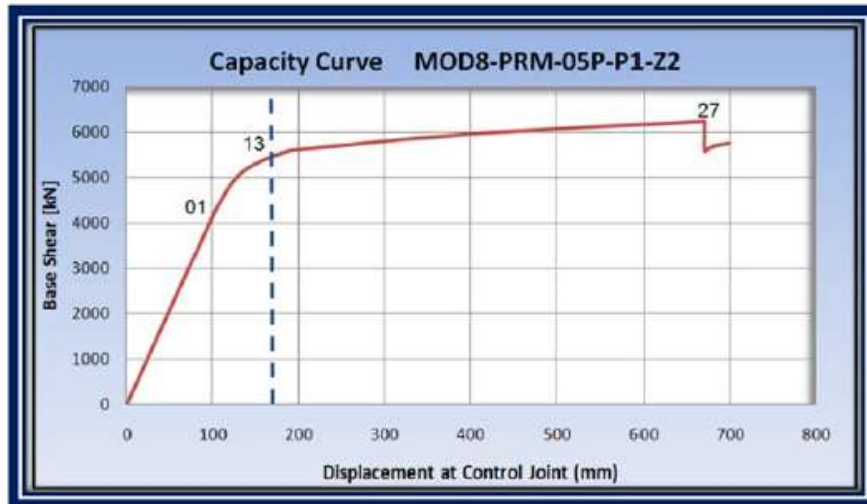


Gráfico II-17 Ejemplo de curva de Capacidad

(Fuente: Análisis Pushover en edificios con pórticos de acero en Bogotá, Universidad Politécnica de Cataluña)

Nota: Tomado de Lennin P. (2015)

A la vez, se hace mención del procedimiento que lo conlleva, para lo cual se anota brevemente citado por el autor Lennin P. (2015), de la siguiente manera:

Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, superpuestos para aproximar un diagrama de capacidad fuerza-desplazamiento de toda la estructura. El procedimiento se puede resumir en lo siguiente: el modelo matemático una estructura, inicialmente sin rótulas, es expuesto a fuerzas laterales hasta que algunos elementos alcancen su límite elástico, luego la estructura es modificada para tomar en cuenta la resistencia reducida de elementos donde su capacidad ha sido rebasada y se han

producido rótulas. Una distribución de fuerzas laterales es otra vez aplicada hasta que en adicionales elementos se produzcan rótulas. Este proceso se continúa hasta que la estructura se vuelva inestable o hasta que un predeterminado límite sea alcanzado. La curva de capacidad Pushover aproximadamente nos indica como la estructura se comporta después de exceder su límite elástico. (p. 42)

2.6.2. Punto de desempeño

El punto de desempeño representa el desplazamiento estructural máximo esperado para una demanda de sismo determinada. Donde, según Lennin P. (2015) et al., “la identificación de este punto permite entender mejor el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad y puede ser de gran ayuda para incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo” (p. 43)

Por lo que una, vez obtenida la curva de Capacidad se puede usar algunos de los dos métodos existentes, los cuales son:

- Método Mejorado del Coeficiente de Modificación de Desplazamiento propuesto por el FEMA 440 (MD).
- Método Mejorado del Espectro de Capacidad y Linerización Equivalente, propuesto por la normativa FEMA 440 (LE)

Pero para el presente trabajo se utilizará el método del espectro de Capacidad, esto debido a que la investigación se enfoca en realizarlo mediante el método Pushover aplicando una herramienta SAP 2000 y Excel, para la obtención del punto de desempeño de la estructura.

2.6.3. Método del espectro de capacidad.

El Método del espectro de capacidad, según Lennin P. (2015) et al., “consiste en un procedimiento gráfico con el que se compara la capacidad para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de respuesta reducido. La representación gráfica hace posible una evaluación visual de cómo podría comportarse la estructura cuando se somete a un determinado movimiento sísmico” (p. 44).

A la vez señala, que para obtener el espectro inelástico se requiere a partir de la reducción del espectro elástico lineal, por medio de un amortiguamiento hysterético efectivo (β_{eff}). Donde para determinar el punto de desempeño de la estructura se superponen los espectros de demanda y capacidad sísmica. Este punto debe cumplir con las siguientes condiciones:

- A. Debe estar sobre el espectro de capacidad para representar a la estructura en un determinado desplazamiento.
- B. Debe estar sobre el espectro de demanda (reducido a partir del espectro elástico) que representa la demanda no lineal en el mismo desplazamiento estructural.

En general para la aplicación de este método hay que seguir los siguientes pasos:

- 1) Realizar el proceso analítico de la estructura.
- 2) Generar la curva de capacidad lateral.
- 3) Superponer la demanda y la capacidad en coordenadas espectrales
- 4) Reducir la Demanda y Obtener la Máxima respuesta de desplazamiento

Lennin P. (2015) ejemplifica este método con la siguiente figura:

Figura 24

Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS) mostrando los parámetros periodo y amortiguamiento efectivo de un sistema lineal equivalente, sobrepuestos a la curva de capacidad.

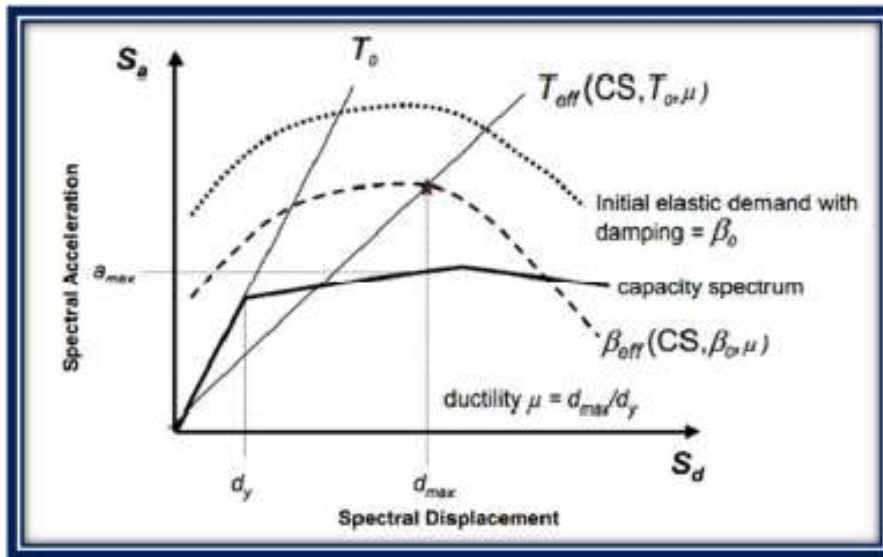


Gráfico II-18 Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS) mostrando los parámetros periodo y amortiguamiento efectivo de un sistema lineal equivalente, sobrepuestos a la curva de capacidad.

(Fuente: FEMA 440)

Nota: Tomado de Lennin P. (2015)

Por lo tanto, se puede decir que las curvas de capacidad y de demanda representan el método del espectro de capacidad.

También se puede hacer uso de otro autor, Álvarez E., et al., (2016), el cual define textualmente el método de espectro de capacidad por de la siguiente manera:

A partir de la representación de los espectros de capacidad y de demanda sísmica en un mismo gráfico, puede definirse el Método del Espectro de Capacidad como sigue: si el espectro de capacidad puede extenderse a través de la envolvente de la curva del espectro de demanda, el edificio sobrevive al sismo. La intersección de la curva de capacidad y la curva de

demanda sísmica para un valor de amortiguamiento apropiado que representa el valor de ductilidad asociado al punto de respuesta inelástica de la estructura se define como Punto de Desempeño. (p. 3)

Por lo que también, Álvarez E., et al., (2016), representan el método de espectro de capacidad en la siguiente figura 25 y en la figura 26 el punto de desempeño:

Figura 25.

Familia de espectros de demanda sísmica en formato ADRS.

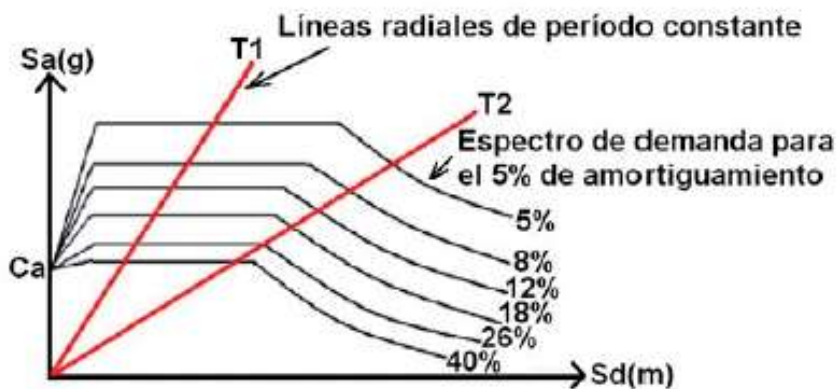


Fig. 2. Familia de espectros de demanda sísmica en formato ADRS

Nota: Tomado de Álvarez E., Ruiz J. y Andrial E. (2016)

Figura 26.

Solución gráfica del punto de desempeño según Método del Espectro de Capacidad

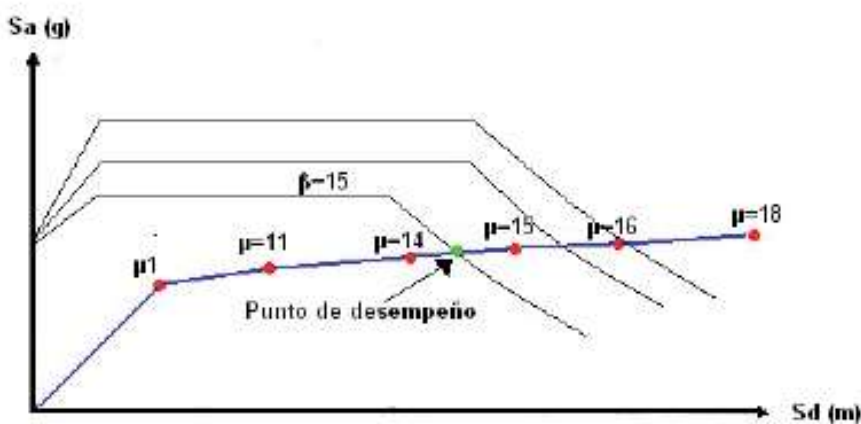


Fig. 3. Solución gráfica del punto de desempeño según el Método del Espectro de Capacidad

Nota: Tomado de Álvarez E., Ruiz J. y Andrial E. (2016)

Usando como referencia el código FEMA 307 (1998) muestra un punto muy importante, el cual menciona que este método puede ser usado a través de la iteración sucesiva de valores de desplazamientos de respuesta. Por lo que los autores Álvarez E., et al., (2016) comentan textualmente lo siguiente:

El desplazamiento inicial es estimado utilizando la rigidez inicial de la estructura y asumiendo una respuesta elástica para un 5 % del amortiguamiento crítico. La intersección del desplazamiento estimado con la curva idealizada fuerza/desplazamiento determina un estimado corregido de la rigidez secante. El amortiguamiento viscoso efectivo es modificado en base al desplazamiento estimado. Esta modificación representa el incremento del amortiguamiento efectivo con la degradación histórica incremental. Las iteraciones continúan hasta que se obtiene una convergencia satisfactoria (p. 3)

Por lo que para representar estas iteraciones sucesivas para estimar desplazamientos de respuesta usando CSM, se usa la siguiente figura.

Figura 27

Iteraciones sucesivas para estimar desplazamientos de respuesta usando CSM

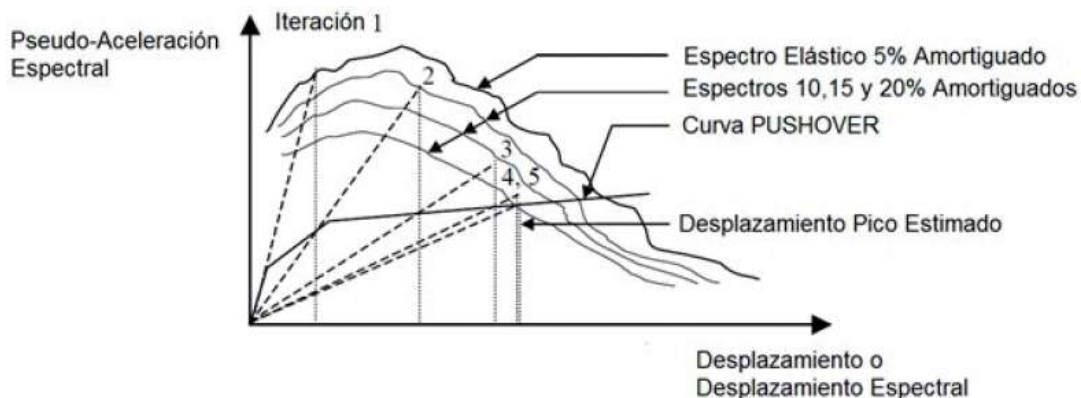


Fig. 4. Iteraciones sucesivas para estimar desplazamientos de respuesta usando CSM

Nota: Tomado de Álvarez E., Ruiz J. y Andrial E. (2016)

Por ende, para llevar a cabo el Método del Espectro de Capacidad (CSM) su procedimiento, según Álvarez E., et al., (2016), consiste de la siguiente manera:

Según el ATC40, supone primero determinar la capacidad de la estructura considerando las propiedades inelásticas de las secciones de cada elemento del modelo, mediante un análisis estático no lineal. La capacidad se representa a través de la relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento lateral del último nivel. La curva de capacidad se construye para representar la respuesta del primer modo basándose en la suposición de que este sea el que predomina en la respuesta. Así para el Análisis Estático no Lineal Pushover se definieron tres casos de cargas Pushover:

- i. Cargas gravitatorias sobre la estructura: (GRAV)
- ii. Carga horizontal en la dirección del eje X: (ACASE1)
- iii. Carga horizontal en la dirección del eje Y: (ACASE2)

Siendo X e Y las direcciones principales del edificio y la opción definida por el usuario para el análisis de Pushover de establecer un desplazamiento total límite en el último piso, para una distribución vertical de las cargas horizontales proporcionales al primer modo de oscilación de la respuesta cuasi-elástica de la estructura, lo cual se corresponde con el procedimiento estandarizado en el código sísmico cubano (Método Estático Equivalente), del cual parte el método de diseño utilizado para el diseño sismorresistente por capacidad de la estructura analizada.

Por consiguiente, cabe resaltar el importante aporte que realizaron dichos autores Álvarez E., et al., (2016), mostrando los siguientes resultados de curvas de capacidad en la figura 28 y los espectros de capacidad de demandas sísmicas por el método CSM en la figura 29.

Figura 28
Curvas de capacidad

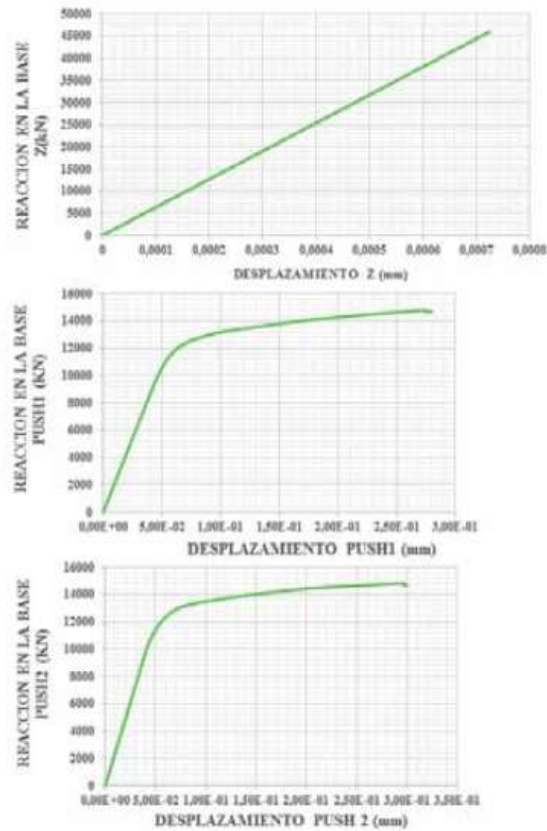


Fig.5 Curvas de capacidad

Nota: Tomado de Álvarez E., Ruiz J. y Andrial E. (2016)

Figura 29
Punto de desempeño.

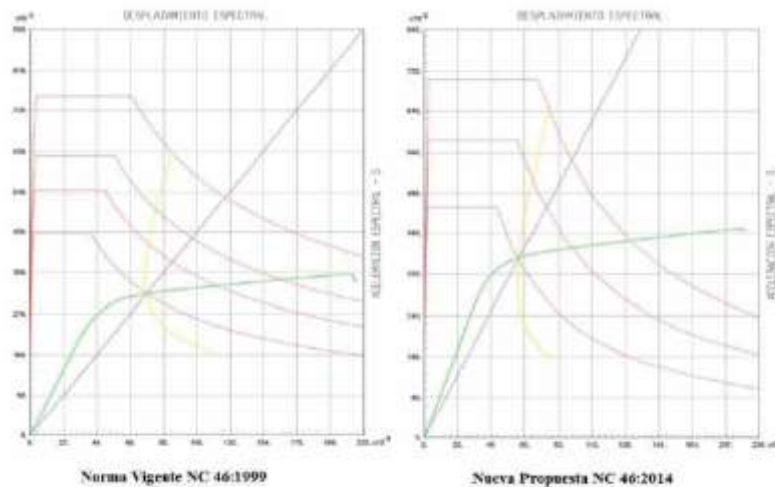


Fig. 6 Punto de desempeño. Sismo Ordinario PUSH 1

Nota: Tomado de Álvarez E., Ruiz J. y Andrial E. (2016)

En este sentido Álvarez E., et al., (2016), agrega como resultado de su proyecto lo siguiente:

“el análisis Pushover permitió evaluar los parámetros fundamentales que gobiernan el desempeño... Permitted evaluar el comportamiento estructural del edificio basado en el desempeño para los dos tipos de espectros objetos utilizados... Las curvas de capacidad corroboran la influencia de la sobrerresistencia del acero G-40 según su modelo experimental, lo que se evidencia a través de incrementos de la capacidad de carga por encima de su valor de diseño y un acentuado incremento en la pendiente de la curva de capacidad para el comportamiento postelástico. Esto permitió alcanzar un nivel de desempeño aceptable según la nueva norma NC46:2014 pero no el perseguido por el diseño estructural” (p. 7).

Por lo anterior, se puede resumir, que el método Pushover es un método numérico que determina la carga máxima y la capacidad de desplazamiento de una estructura, la cual toma en cuenta el comportamiento no lineal (inelástico) de los materiales a partir de un cierto nivel de carga aplicando fuerzas estáticas incrementales sobre la estructura que componen dichos materiales.

Es por esto que agrega el autor Lennin P. (2015) quien realizó un trabajo de investigación sobre el estudio y aplicación de los métodos mejorados FEMA 440 para el análisis Pushover, en el cual redacta que “el análisis Pushover es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia - deformación, de una estructura bajo distribución de fuerzas inerciales esperadas. Donde a la vez este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales F_i que se incrementan de manera monotonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia, los estados límites de servicio, la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponden a la curva de capacidad” (p. 41).

Dicho patrón de cargas laterales sobre una estructura se puede representar en la siguiente figura.

Figura 30

Patrón de cargas laterales sobre una estructura.

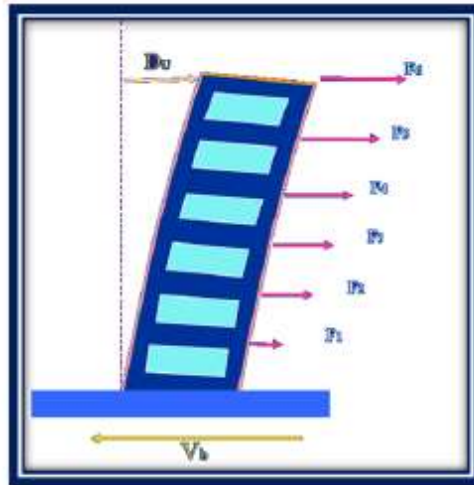


Gráfico II-16 Patrón de Cargas laterales sobre una estructura

(Fuente: Ingeniería sísmica prof. Oscar Lopez)

Nota: Tomado de Lennin P. (2015)

Es por todo lo anterior, que para el presente estudio se procederá a realizar el método de análisis no lineal (Pushover) para la evaluación del desempeño de un edificio y la obtención de la curva de capacidad, mediante el cual se determina el mecanismo de fallo de la estructura a partir de formación de articulaciones plásticas. A la vez, dicho análisis estático no lineal diseñado por el Método de Cálculo de la Capacidad Resistente Límite va a permitir estimar el nivel de ductilidad alcanzado durante su desempeño sísmico para sí poder predecir su nivel de daños y también ajustar el diseño estructural. Con ello se podrán llegar a conclusiones acerca del alcance de la respuesta sísmica del edificio proyectado, conduciendo a recomendaciones relacionadas a su construcción.

2.7. Conceptos de análisis plástico

Según los autores Bruneau, M.; Ming, C. y Sabelli, R. (s.f.), en su libro En el libro “Ductil Design of Steel Structures” suponen varios puntos por rescatar en la teoría plástica simple, las cuales se mencionarán a continuación:

- La plasticidad a lo largo de un miembro estructural solo puede existir en bisagras idealizadas como bisagras rígidas-perfectamente plásticas de cero longitud y de capacidad M_p .
- La teoría de la pequeña deformación es aplicable y la no linealidad geométrica no se considera la fidelidad.
- Se desprecia el efecto del endurecimiento por deformación.
- Los miembros estructurales están debidamente reforzados para evitar la inestabilidad debido al pandeo local o al pandeo lateral-torsional.
- Las bisagras de plástico pueden someterse a una cantidad infinita de plástico. Deformación (o al menos, deformaciones suficientemente grandes para permitir que la estructura alinee su máxima resistencia).
- Las cargas de magnitud relativa constante son monótonamente aplicadas, es decir, aumentado progresivamente sin inversión de carga.

➤ **Métodos simples de análisis plástico**

Existen varios métodos de análisis plástico adecuados para cálculos manuales para determinar tales capacidades estructurales globales. Donde Bruneau, M. et al., las resume en tres formas de calcularlas:

- Un cálculo sistemático de evento a evento (también conocido como método paso a paso), teniendo en cuenta los cambios estructurales cuando ocurren a medida que avanza la magnitud de la carga sivamente aumentado.
- El método de equilibrio (también conocido como método estático), en el que un estado de equilibrio estáticamente admisible es directamente propuesto como una posible solución.
- El método cinemático (también conocido como trabajo virtual método), en el que se propone directamente un mecanismo de colapso como una posible solución.

2.7.1. Comportamiento plástico en el nivel sección transversal.

Una fase crucial del análisis plástico es el poder obtener las propiedades del material y formular un modelo analítico de tensión-deformación conveniente, por lo que, según Bruneau, M.; Ming, C. y Sabelli, R. (s.f.), se pueden calcular las capacidades plásticas a nivel de sección transversal y a la vez genera un mayor impacto en las resistencias plásticas estructurales y en los miembros resultantes, ya que, se utiliza para calcular las capacidades estructurales últimas, en donde se pueden llegar a conclusiones erróneas y potencialmente peligrosas si se usa un modelo transversal demasiado simplista, lo que atrae al ingeniero a una falsa sensación de seguridad.

Por ende, se ha de buscar cómo se pueden derivar varias expresiones para estas propiedades transversales, donde el autor Bruneau, M. et al., explica varios tipos de comportamientos plásticos en el nivel sección trasversal, por lo que se mencionaran seguidamente:

- **Fluencia pura a la flexión:** Concepto familiar para los ingenieros que han utilizado el diseño de estados límite o el diseño de resistencia máxima. Para ella, se realizan varias suposiciones simplificadoras para calcular la capacidad de momento plástico de la siguiente manera:
 - Las secciones planas permanecen planas; aunque las deformaciones plásticas son típicamente más grandes que las deformaciones elásticas, sus magnitudes generales son todavía suficientemente pequeñas para satisfacer esta condición.
 - Los miembros estructurales deben ser prismáticos y tener al menos un eje de simetría paralelo a la dirección de carga.
 - Los miembros están sujetos a flexión uniaxial bajo monótona carga creciente (eje neutro perpendicular al eje de simetría).
 - Las deformaciones por cizallamiento son insignificantes.
 - Se evita la inestabilidad de la barra (pandeo local del ala, pandeo local del alma, pandeo lateral-torsional).
 - Los miembros estructurales no deben estar sujetos a fuerzas axiales, torsionales o cortantes.

- **Carga combinada de flexión y axial:** En este caso es necesario investigar como el momento plástico se ve afectado por la presencia de fuerza axial. Sin embargo, los modelos y conceptos anteriores si se aplican de igual manera, las cuales son deformaciones linealmente distribuidos a lo largo de la sección transversal del miembro están relacionados con las tensiones utilizando un modelo elastoplástico, y los momentos y fuerzas axiales son obtenidos integrando las tensiones que actúan sobre la sección transversal.
- **Carga combinada de flexión, axial y cortante:** Se considera a partir de los principios anteriores. En su procedimiento se distribuye parte de la sección cruz para resistir cada efecto de carga individualmente.
- **Torsión plástica pura: Sand-Heap Analogy:** La resistencia plástica a la torsión de una sección transversal dada puede ser disuadida como una extensión lógica de los resultados obtenidos de la teoría de elasticidad.
- **Flexión y torsión combinadas:** La interacción de flexión y torsión también requiere la consideración de la relación plástica entre los esfuerzos axiales y cortantes, expresado según el criterio de rendimiento de Von Mises.

2.7.2. Métodos sistemáticos de análisis plástico

Para Bruneau, M. et al., el desafío de analizar estructuras complejas radica en encontrar el mecanismo de colapso que dará la única carga de colapso de plástico. Es por esto que se necesitan análisis para identificar de manera eficiente este mecanismo correcto.

Dentro de los métodos que mencionan Bruneau, M. et al., se explicarán textualmente dos, la combinación directa de mecanismos y el método de desigualdades.

1) Combinación directa de mecanismos.

“Es una extensión sistemática del método del límite, en el cual varios mecanismos básicos y combinados se suman o restan por ensayo y error hasta que el mecanismo que tiene la carga de colapso de plástico más baja. En virtud del teorema de unicidad, esta carga de colapso calculada es la

verdadera solución si también produce un diagrama de momentos estáticamente admisible. Por lo tanto, en este método, la búsqueda de la carga de colapso de plástico procede a través de combinaciones sistemáticas de mecanismos para aumentar el trabajo externo o disminuir el trabajo interno. Un tabular se adopta un procedimiento para mantener un registro manejable de los mecanismos básicos y combinaciones previamente intentadas, así como para facilitar la identificación de aquellas combinaciones que se pueden combinar mejor” (p.253).

2) Método de desigualdades.

“El procedimiento de solución eficiente para el análisis de plásticos es el método de desigualdades, basadas en una formulación matricial del límite inferior método” (p.266).

2.7.3. Aplicaciones de análisis plástico

Por los conceptos anteriores se ha podido analizar cómo se puede comprobar el mecanismo plástico ante un colapso en una estructura. Sin embargo, al analizar estructuras complejas los cálculos pueden volverse tediosos rápidamente.

Es por esto que se han creado muchas herramientas de diseño plástico, las cuales varían de una aplicación a otra porque requieren herramientas diferentes para tareas diferentes.

Aunado a lo anterior, se pueden resumir algunos ejemplos de métodos o casos en donde se realizan aplicaciones de análisis plástico, dichos puntos aportados por los autores Bruneau, M. et al. (s.f.):

- 1) Métodos de diseño de redistribución de momentos:
 - Método de diseño estático.
 - Método de diseño de autoesfuerzo.
- 2) Diseño de capacidad:
 - Protección contra las bisagras de la columna.
- 3) Análisis de empuje:
 - Análisis de empuje monótono.

- Análisis cíclico de empuje.
- 4) Diseño sísmico usando análisis plástico.
- 5) Demandas de ductilidad global vS local:
 - Ductilidad de desplazamiento versus ductilidad de curvatura.
 - Ductilidad del enlace elástico para estructuras
- 6) Compatibilidad de desplazamiento de sistemas no dúctiles.

2.8. Código de construcción Filosofía de diseño sísmico

Los códigos de diseño sísmico moderno se basan en años de investigación y observación de campo ante terremotos. Aunque en esos códigos no se utilicen explícitamente el método de diseño plástico, la clave fundamental del concepto de esos códigos es la necesidad de ductilidad y el mecanismo plástico dúctil. Por lo que se ha ido incorporando el concepto de diseño de capacidad en paralelo con la ductilidad de diseño; estos dos subyacentes conceptos forman la base para el diseño sísmico de estructuras.

Por consiguiente, se tomarán los siguientes puntos que se consideran claves para el presente estudio, tomados por los autores Bruneau, M. et al. (s.f.) del libro “Ductile Design of Steel Structures”.

2.8.1. Necesidad de ductilidad en el diseño sísmico

Los códigos de diseño estructural por lo general especifican un conjunto de combinaciones que deben tenerse en cuenta en el diseño, como por ejemplo los descritos por el Código Sísmico de Costa Rica, 2014 (p.6/3):

- $CU = 1.4 CP$
- $CU = 1.2 CP + 1.6 f_R CT + 1.6 CE$
- $CU = 1.05 CP + f_1 f_R CT \pm CS + CE$
- $CU = 0.95 CP \pm CS + CE$

Donde:

- CU= Carga última de diseño

- CP= Carga permanente
- CT= Carga temporal
- CS= Carga sísmica
- CE= Carga por empuje

El factor f_1 esta dado por:

- $f_1 = 0.5$ *para edificaciones con baja probabilidad de ocupación plena de carga temporal a la hora del sismo.*
- $f_1 = 1.0$ *para edificaciones con alta probabilidad de ocupación plena de carga temporal a la hora del sismo, como bodegas, sitios de reunión pública, estacionamientos públicos, etc.*
- $f_1 = 0.0$ *para techos*
- $f_R =$ *factor de reducción de carga temporal*

Por lo que cada elemento, componente o unión de la estructura, y esta como unidad, debe tener capacidad para resistir las dichas combinaciones de carga.

➤ Respuesta inelástica y reducción de la ductilidad

Generalmente, no es económico diseñar una estructura que permanezca elástica durante un fuerte terremoto. Si se hace un esfuerzo para asegurar que la estructura posee ductilidad, la fuerza de corte de base requerida puede reducirse significativamente. A la vez en el moderno rango comido y de largo período (es decir, en la velocidad y el desplazamiento regiones de amplificación del espectro de respuesta), el desplazamiento máximo de los sistemas elástico e inelástico son sobre lo mismo. Esta observación conduce a la llamada regla de desplazamiento igual, demostrado en la siguiente figura.

Figura 31

Respuesta inelástica de un sistema SDOF: (a) respuesta de histéresis; (b) respuesta de desplazamiento relativo; (c) rotación plástica acumulativa.

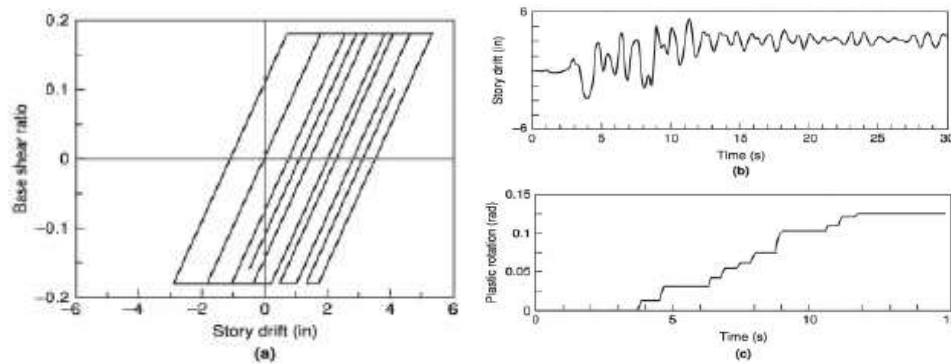


Figure 7.4 Inelastic response of an SDOF system: (a) hysteresis response; (b) relative displacement response; (c) cumulative plastic rotation.

Nota: Tomado de Bruneau, M.; Ming, C. y Sabelli, R. (s.f.).

2.8.2. Mecanismo de colapso vs. mecanismo de rendimiento

Para el análisis y diseño de plásticos, el término “mecanismo de colapso” es utilizado para describir cuando la estructura ha alcanzado su capacidad para transportar cargas estáticas o dinámicas que aumentan monótonamente y se vuelve inestable.

Cabe señalar que el término “colapso” es cuando la carga se aplica monótonamente en una dirección. Sin embargo, no se puede aplicar este concepto para la “carga” sísmica porque la respuesta sísmica es cíclica y transitoria por naturaleza.

Por lo que, uno de los principales objetivos del diseño sísmico es maximizar la disipación de energía mientras controla el daño. Por lo tanto, el término mecanismo de “rendimiento” o “plástico”, en lugar de mecanismo de “colapso” es más apropiado para describir la respuesta sísmica de estructuras.

2.8.3. Terremoto de diseño

Para realizar un diseño que prediga de manera confiable la respuesta sísmica se necesita un análisis dinámico. Sin embargo, esto no es práctico para el diseño de rutina por dos razones principales:

- 1) En el lado de la carga, no es posible definir un historial de tiempo de movimiento del suelo de un terremoto. Un movimiento sísmico grabado es único en sí mismo; esto por ser afectado por muchos factores como el mecanismo de ruptura del terremoto, terremoto magnitud, distancia desde el epicentro, sitio local (o suelo) condición, duración de agitación, etc. A la vez que la intensidad de la agitación también depende del intervalo de recurrencia entre grandes terremotos en el sitio de la estructura.
- 2) Por el lado, el análisis del historial de tiempo, lleva mucho tiempo y no es práctico para el diseño de rutina. Debido a que solo la respuesta estructural máxima es motivo de preocupación. A la vez, los códigos sísmicos generalmente proporcionan un riesgo uniforme, elástico suavizado espectros de respuesta de pseudo aceleración.

2.8.4. Diseño de capacidad

El diseño de ductilidad y el diseño de capacidad son dos conceptos clave en el diseño sísmico para evitar el colapso de edificaciones ante sismos severos, por lo que se establecen condiciones mínimas para la demanda o distorsión de entrepiso que rigen el diseño. Sin embargo, Burgos M. (s.f.) cita que “a pesar de ser valores de referencia, muchos de los sismos recientes muestran demandas de resistencia mucho mayores que las mínimas especificadas por las normas. Por lo que la estimación de la demanda ha obligado a muchos investigadores a pensar en una estrategia de diseño con ciertos límites se independice la demanda y se centre la atención en la capacidad que tienen las estructuras de disipar la energía sísmica mediante fuertes incursiones en el rango inelástico o deformaciones plásticas.

Es decir, crear estructuras que tengan una capacidad de deformación inelástica muy superior a la máxima demanda esperada, la cual es altamente incierta” (p.1).

Es por esto se considera tomar en cuenta los siguientes tres puntos en la filosofía del diseño por capacidad, citados por el autor Burgos M. (s.f.)

- 1) Se deben definir claramente las zonas de formación potencial de rótulas plásticas (mecanismo de colapso) para que tengan una resistencia nominal mayor a la resistencia requerida que proviene de las combinaciones de carga.
- 2) Se debe evitar, en los elementos que tienen rótulas plásticas, las formas indeseables de deformación inelástica tales como los originados por corte o fallas de anclaje e inestabilidad, asegurando que la resistencia de estas formas exceda la capacidad de las rótulas plásticas a causa de la sobrerresistencia flexional.
- 3) Las zonas potencialmente frágiles, o elementos que no puedan estar aptos para disipar energía, se protegen asegurando que su resistencia sea mayor que las demandas que se originan por la sobrerresistencia flexional de las rótulas plásticas. Por lo tanto, estas zonas se diseñan para que permanezcan elásticas independientemente de la intensidad del sismo.

2.8.6. Marco de diseño sísmico basado en el desempeño

Según Bruneau, M. et al. (s.f.), la filosofía básica de diseño sísmico que apareció en el Recommended Lateral Force Requirements and Commentary [also known as the Blue Book y publicado por primera vez por The Structural Engineers Association of California (SEAOC) en 1959, declaró que el objetivo en el desempeño sísmico es producir una estructura que debería ser capaz de resistir los siguientes tres puntos:

- ✓ Un nivel menor de movimiento del suelo de un terremoto sin daños.
- ✓ Un nivel moderado de movimiento del suelo sin una presa estructural edad, pero posiblemente experimente algún daño no estructural.
- ✓ Un nivel importante de movimiento del suelo con una intensidad igual al más fuerte, experimentado o previsto para el edificio sitio, sin colapso.

CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO

MARCO METODOLÓGICO

Después de desarrollar el sustento teórico del presente estudio, se presenta el diseño de investigación, que contiene el tipo de enfoque, diseño, sujetos, fuentes, la muestra, las variables para su debido análisis, como los instrumentos para el logro de la información y su proceso.

1. Definición del enfoque y método de investigación

El presente estudio es de un enfoque predominante cuantitativo, porque en los objetivos se expresa que el logro de estos será mediante el desarrollo de un modelo matemático-teórico o predicción sobre comportamientos que va a permitir conclusiones y a la vez nos va a sugerir.

Según lo anotan Hernández et al. (2010) “El enfoque cuantitativo se enfoca dentro del modelo de investigación cuantitativa, la etapa de recolección de los datos resulta de vital importancia para el estudio, de ella dependen tanto la validez interna como externa” (p.275). Es decir que en la etapa de la planificación debe quedar claramente establecido y justificado que instrumento se va a utilizar.

2. Sujetos y fuentes de información

Los sujetos y fuentes para dicho estudio son las diferentes fuentes de investigación como son los libros, las instituciones, organismos, documentos de la Web, los cuales van a generar información viable.

Existen métodos de análisis no lineal, en lo cual se puede investigar cual es la normativa y sus códigos en los que se encuentra los organismos que desarrollan estas teorías, los cuales se mencionaran seguidamente:

Figura 32

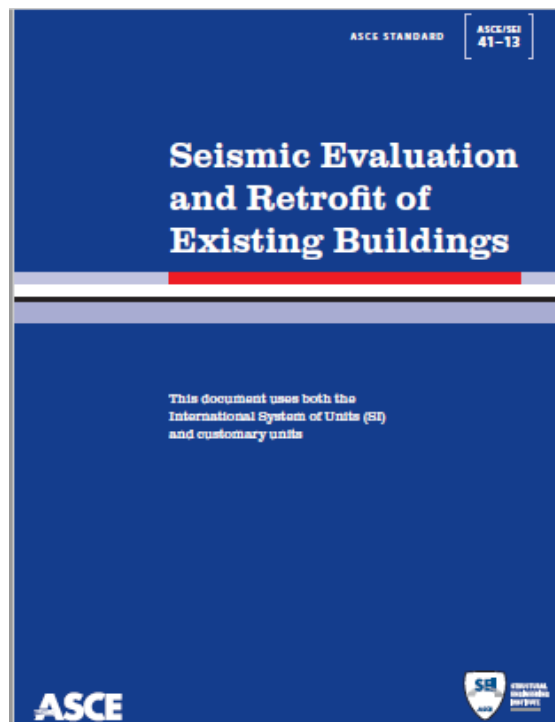
FEMA (Federal Emergency Management Agency) 4040.



Nota: Tomado del libro Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, FEMA 440, 2005

Figura 33

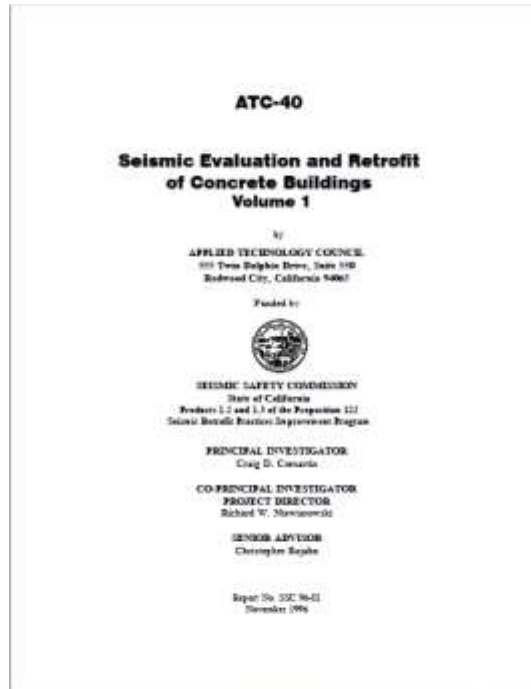
ASCE/SEI 41-13 (American Society of Civil Engineers)



Nota: Tomado del libro Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE 41-13 (s.f.)

Figura 34

ATC-40 (Applied Technology Council)



Nota: Tomado del libro *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1*, ATC-40 (1996)

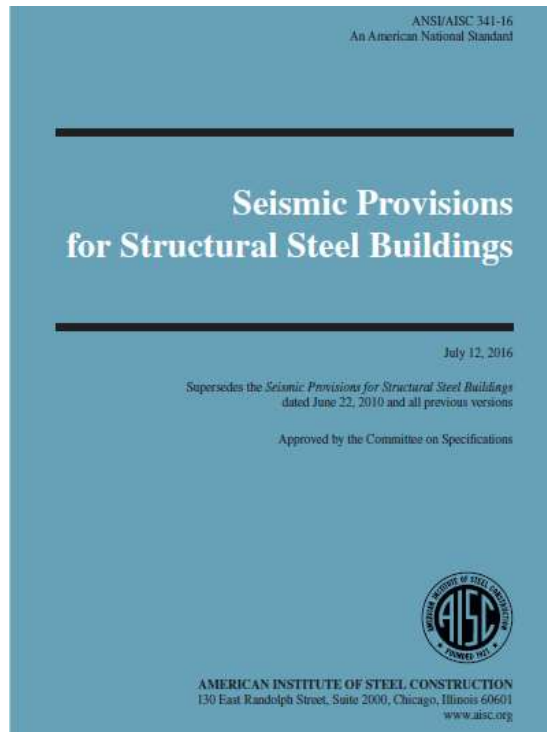
Figura 35

CSCR-2010 Código sísmico de Costa Rica (Revisión 2014)



Nota: Tomado del libro *Código sísmico de Costa Rica 2010* (Revisión 2014)

Figura 36
ANSI/AISC 341-16



Nota: Tomado del libro *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 341-16 (2016).

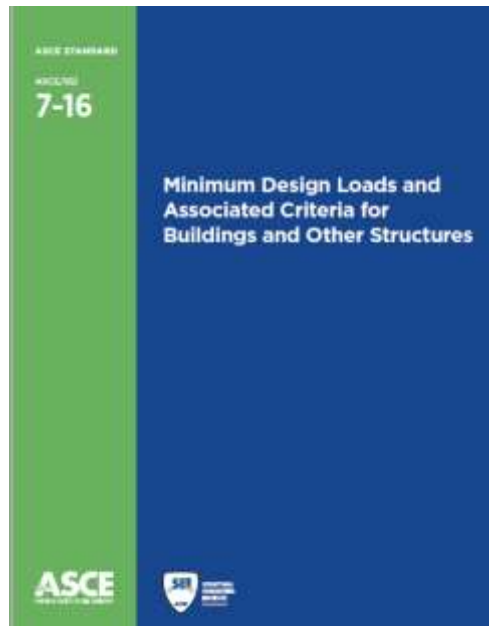
Figura 37
ANSI/AISC 360-16



Nota: Tomado del libro *especificación para construcciones de acero*, ANSI/AISC 360-16 (2016).

Figura 38

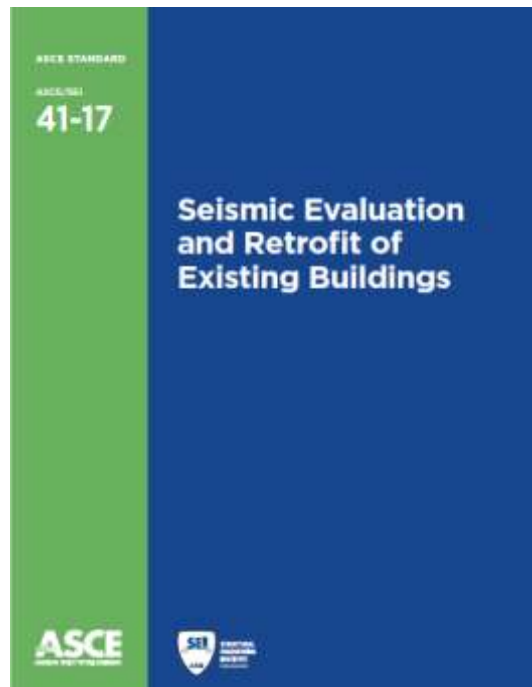
ASCE/SEI 7-16 (2017)



Nota: Tomado del libro *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-16 (2017).

Figura 39

ASCE/SEI 41-71 (2017)



Nota: Tomado del libro *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, ASCE/SEI 41-71 (2017).

3. Definición de variables

Para el presente estudio se seleccionaron seis variables para ejecutar un estudio más efectivo del problema en general, orientadas en lo que expresan Hernández et al. (2010):

“La variable es una propiedad que puede fluctuar y cuya variación es susceptible de medirse u observarse” (p.93). Dentro de las variables se encuentran:

Tabla 2

Definición de variables.

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERATIVA
La conectividad <ul style="list-style-type: none">• Nudos rígidos• Nudos articulados ubicados en los marcos de apoyo de gravedad	Corresponde a la cualidad de un elemento que establece conexión con otro. Según, Pérez J Porto y Gardey A. (2028), la conectividad estructural o espacial se refiere a las relaciones de continuidad y adyacencia entre los fragmentos de un tipo de cobertura.	Curva de desempeño de capacidad de los sistemas. Método Pushover Herramienta SAP 2000

Nota: Elaborado por la sustentante

4. Instrumentos y técnicas del procedimiento metodológico para realización del estudio de diagnostico

Como instrumento de medición para una investigación cuantitativa, Hernández et al., (2010) la define como aquel que registra datos observables que representan verdaderamente los conceptos o las variables que el investigador tiene en mente... La función de medición es establecer una correspondencia entre el “mundo real”; que provee evidencia empírica y el “mundo conceptual” que proporciona modelos teóricos para encontrar sentido a

ese segmento del mundo real que estamos tratando de describir (p. 260). Lo cual permite que la información obtenida sea más efectiva.

Es por lo anterior que el presente estudio se analiza por medio de la realización de un estudio de diagnóstico, en el cual se utilizará una metodología estática no lineal (Pushover), donde establece valores límites de momento curvatura para las vigas y las columnas de las estructuras, a la vez les asignan capacidades y va desarrollando un proceso gradual de carga identificando los puntos en donde se van alcanzado la fluencia, cambiando las condiciones de frontera en esos puntos donde va variando la fluencia.

Es decir, pasar de un nudo rígido a articulación, modificando la materia de rigidez para desarrollar un nuevo modelo para que en el paso que sigue ese nuevo modelo, haga una proyección de comportamiento y así elaborar una curva de capacidad, y con esa curva de capacidad es posible hacer una conversión de variables para poder compararlas con las demandas sísmicas y ver el desempeño de la estructura.

5. Sustentación de la confiabilidad y validez de los instrumentos de la investigación

Los requisitos que debe cumplir cualquier instrumento de medición, Hernández et al., (2010) lo señala de la siguiente manera.

“Toda medición o instrumento de recolección de datos debe reunir tres requisitos esenciales: confiabilidad, validez y objetividad”. (p.200)

Es por ello que para efectos del presente proyecto estos métodos están recomendados por las normativas de las instituciones antes señaladas como sujetos y fuentes de información, para este tipo de análisis, que son métodos con modelos matemáticos con suficiente validez teórica.

Aunado a lo anterior, cabe señalar que la sustentación de confiabilidad teórica se puede encontrar también en una serie de autores quienes han usado esta metodología en diferentes investigaciones y han comprobado su validez y confiabilidad, como por ejemplo, en los casos usados en los antecedentes, tales

como los autores Álvarez E., Ruiz J. y Andrial E. (2016) en el Análisis No Lineal Pushover de un edificio público de 5 pisos rigidizado mediante pórticos espaciales dúctiles de hormigón y el autor González C. (2017) en el análisis estático no lineal (Pushover) de estructura aporticada de hormigón armado con diferentes grados de ductilidad. Aplicando la norma sismorresistente colombiana 2010 (NSR-10).

6. Procedimiento metodológico para la elaboración del proyecto propuesto.

Para la elaboración del presente proyecto, se evaluará el efecto de la redundancia un sistema de marcos arriostrados excéntricamente (EBF) cuando trabaja con un sistema de marcos de momento mediante el método de análisis estático no lineal (Pushover). Para ello se deberá realizar dos edificios; donde su única diferencia será el sistema de marcos; uno tendrá un sistema mixto de marcos EBF con un sistema de marcos de momento y el otro edificio será de un sistema EBF.

Para la comprobación de su diseño en el programa SAP 2000, se realizarán hojas de cálculo con el programa EXCEL para realizar los cálculos manuales correspondientes para ambos edificios, ya que al final se compararán los valores y analizarán sus resultados.

Por lo que, en esta sección se explicará paso a paso el procedimiento para la elaboración del proyecto propuesto.

Primeramente, para poder diseñar cada edificio, se deberá tomar en cuenta la demanda sísmica, donde según el capítulo 2 del CSCR-10 señala que los procedimientos y las limitaciones para el diseño de estructuras deben ser determinados considerando la zonificación sísmica y las características de los sitios de cimentación.

Para el caso de la zonificación sísmica se supone que el edificio estará ubicado en la Zona III del CSCR-10, este se muestra en el **anexo 1** del presente documento.

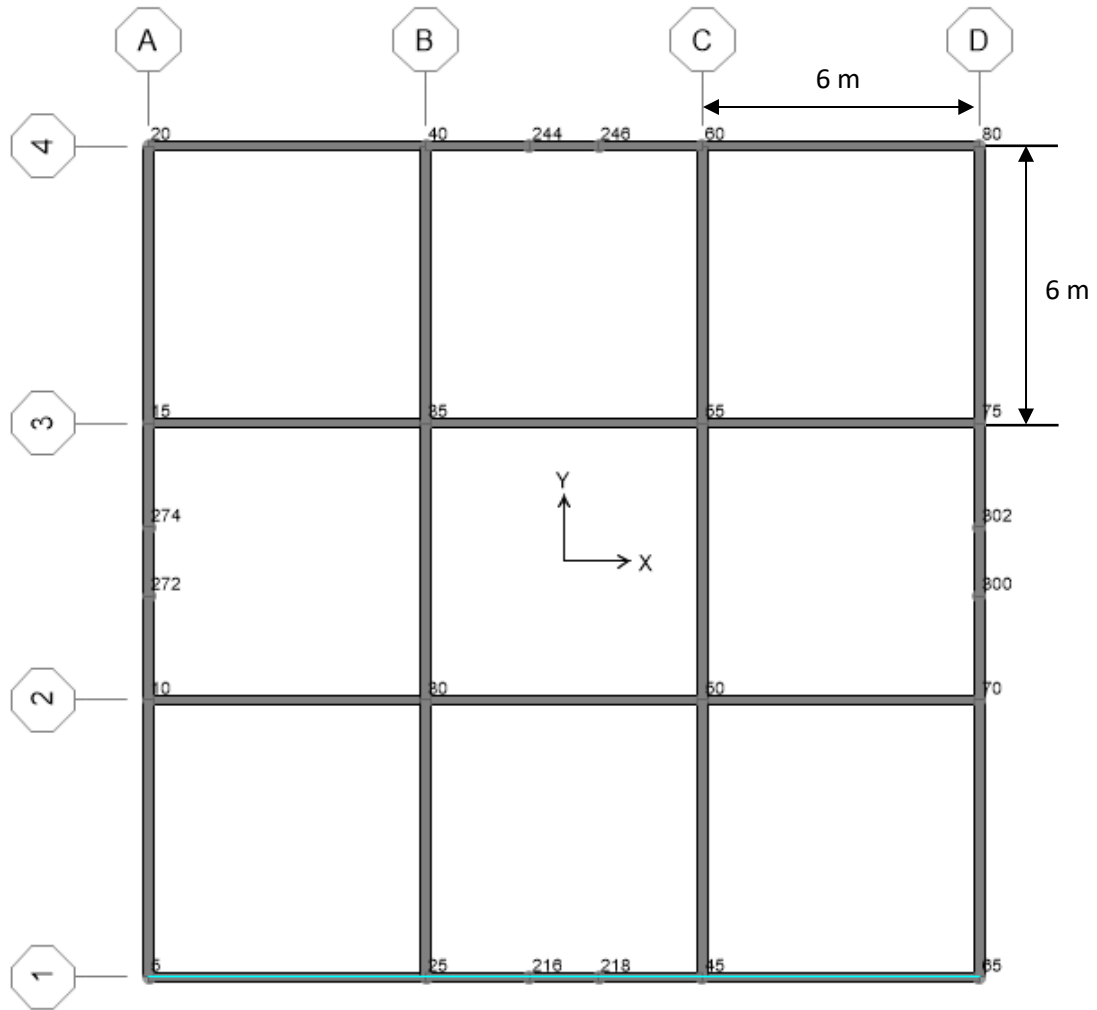
Para el caso del sitio de cimentación; descrito en el punto 2.2 de CSCR-10, es el lugar de emplazamiento de la edificación para efectos de considerar las condiciones dinámicas del sitio en la demanda sísmica. Es por esto que se propone un sitio tipo S₃; un perfil de suelo con 6 a 12m de arcilla de consistencia suave a medianamente rígida o con más de 6m de suelos no cohesivos de poca a media densidad.

Con base a estos dos datos anteriores ya se puede establecer su valor de aceleración pico efectiva de diseño (a_{ef}), el cual es un parámetro que indica la sacudida sísmica correspondiente a un periodo de retorno de 475 años. Donde gracias a la tabla 2.3 del CSCR-10 se designa con un valor de 0.36; dicha tabla se puede mostrar en el **anexo 2** del presente documento.

Seguidamente se supondrán las siguientes dimensiones para el diseño del edificio, mostradas en las siguientes figuras.

Figura 40

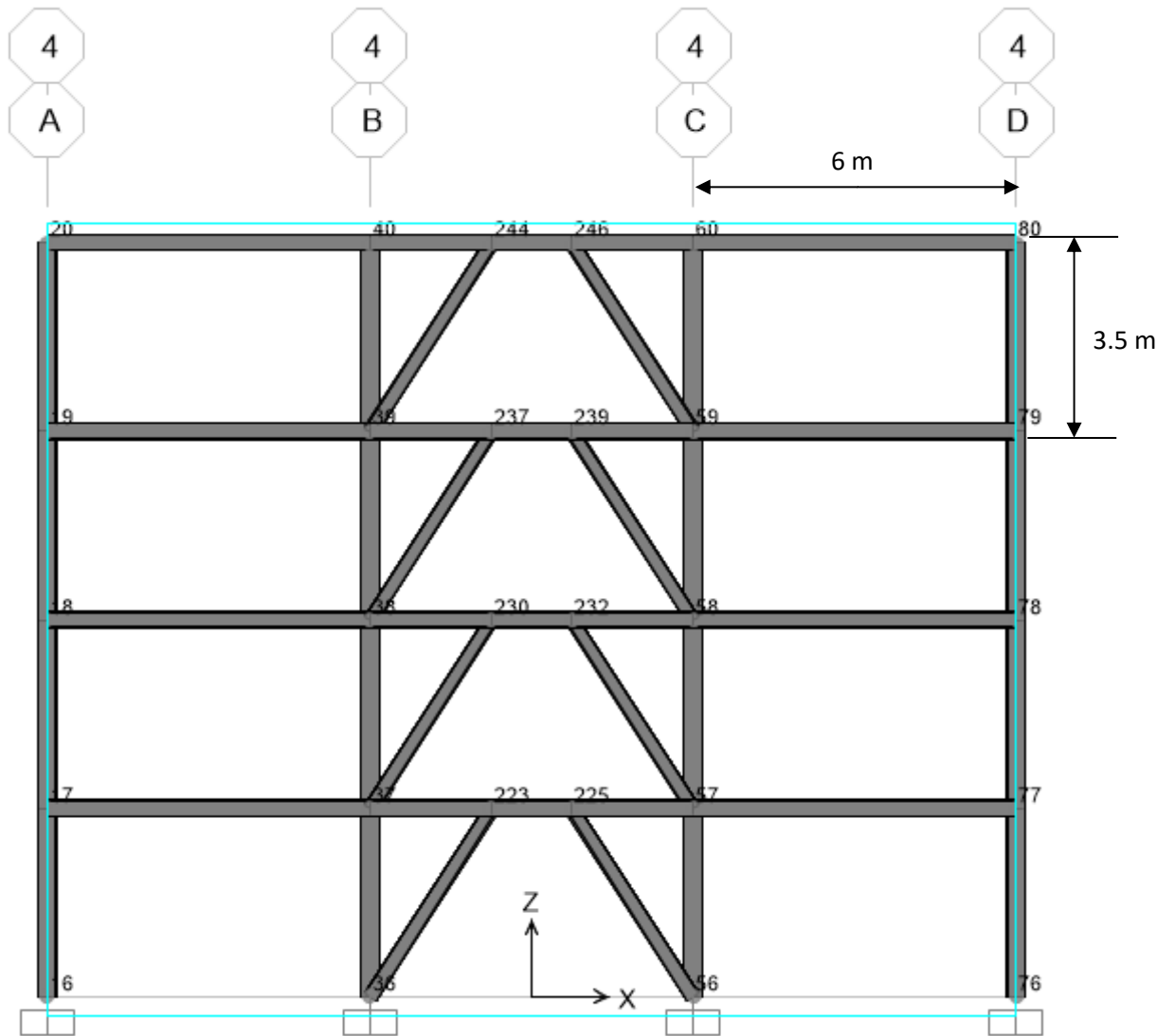
Vista en planta del diseño de edificio.



Nota: Elaborado por la sustentante en el programa SAP 2000.

Figura 41

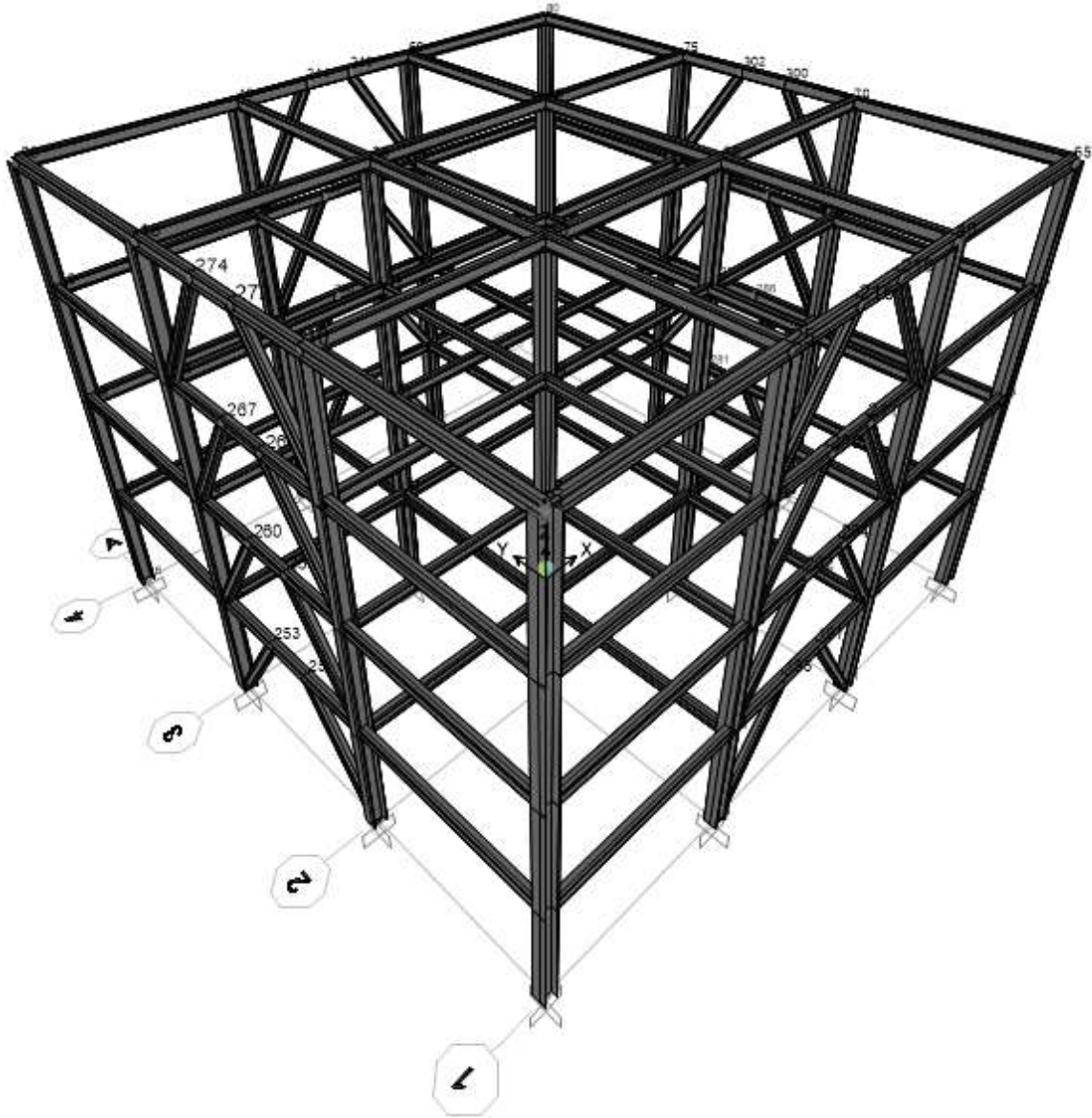
Vista frontal del diseño de edificio.



Nota: Elaborado por la sustentante en el programa SAP 2000.

Figura 42

Vista en 3D del diseño de edificio.



Nota: Elaborado por la sustentante en el programa SAP 2000.

En las figuras anteriores se pueden mostrar que el edificio consta de 4 niveles y que las dimensiones de cada viga serán de 6.0m, las columnas de 3.5m y los arriostres excéntricos de 4.1608 m; dichos arriostres están separados por una longitud de 1.5 m, longitud a la que se le denomina como link (el elemento fusible del sistema).

Cabe señalar que el material del edificio será conformado por perfiles W de acero. A la vez su forma tendrá 3 claros en para ambas direcciones, en las cuales se colocarán en el medio de los 4 extremos el sistema de marcos arriostrados excéntricamente, y el resto serán los marcos de momento.

Seguidamente se propondrán las cargas gravitacionales para el diseño del edificio, las cuales deberán considerarse para cada nivel del edificio.

Tabla 3

Carga Permanente (CP)

Cargas permanentes	kg/m ²
Lamina Metaldeck (calibre 22)	8
Acabado de cerámica	60
Mortero pega de piso	48
Losa de concreto	288
Instalaciones electromecánicas	15
Cielorraso	25
Divisiones internas	50
Peso vigueta	12.92
TOTAL CP=	506.92
CP de la Azotea=	396.92

Nota: Elaborado por la sustentante

Cabe señalar que las viguetas propuestas serán de W10X26, donde habrá 2 viguetas por cada sección de viga; espaciadas a cada 2 m.

Tabla 4

Carga Temporal (CT)

Carga temporal	kg/m ²
Oficinas	250

Nota: Elaborado por la sustentante, según el CSCR 2010.

Cabe destacar que la carga temporal fue tomada de la tabla 6.1 del CSCR-10, la cual se puede mostrar en el **anexo 3** del presente documento.

En el caso de la carga sísmica, según el CSCR-10, en el punto 6.1.3, mostrada en el **anexo 4** del presente documento, para su determinación el peso de cada nivel, W_i , es el peso de su CP más una fracción de su CT calculada para cargas en edificios con una fracción de 0.15. En donde para el cálculo de la carga sísmica de cada nivel debe incluirse la mitad del peso de las columnas, paredes y elementos verticales de los pisos inmediatamente inferior y superior que estén vinculados a ese nivel y a los niveles inferior o superior. Si alguno de estos elementos no está vinculado a los niveles adyacentes, la totalidad de su peso se incluye en el nivel correspondiente.

Ahora bien, el sistema estructural de la edificación se debe diseñar para resistir todas las combinaciones de cargas, satisfacer los requisitos de los desplazamientos y cumplir con los requisitos de diseño generales y específicos establecidos por el CSCR-10, estas combinaciones se asignarán al programa SAP 2000, las cuales se muestran en el **anexo 5** del presente documento.

Es por esto que se deben considerar los siguientes puntos:

- Sobrerresistencia (SR): “Todo sistema estructural posee una capacidad real sismorresistente que es mayor que la capacidad nominal sismorresistente, siendo la SR la razón entre ambas capacidades”. (punto 3.3 del CSCR-10). Donde, para estructuras tipo marco, dual y muro, el valor de *SR* será igual a 2.0.
- Factor de importancia (I): “Define la sacudida sísmica para la cual se debe diseñar” (punto 4.1.1 del CSCR-10). Donde según la tabla 4.1 del CSCR-10 para edificaciones de ocupación normal (tipo D), que en este caso serían oficinas, el factor de importancia (*I*) sería igual a 1.00.
- Diafragmas de entrepiso: Debe procurarse que los entrepisos se comporten como diafragmas rígidos en su propio plano, capaces de distribuir las fuerzas sísmicas entre los sistemas sismorresistentes, de acuerdo con sus respectivas rigideces y capacidades.

- Ductilidad (μ): Para poder determinar la ductilidad del sistema del edificio primero se debe establecer el tipo de sistema estructural, el cual se decide que el edificio se comporta como un sistema tipo dual por las siguientes razones:
 - ✓ “En el sistema estructural tipo dual se incluyen aquellas edificaciones que resisten las fuerzas sísmicas por medio de sistemas sismorresistentes constituidos por marcos parcialmente arriostrados, solos o en combinación con alguno de los sistemas (a) marcos y (b) muros.” (pág. 4/4 punto 4.2.2. del CSCR-10).
 - ✓ “ $T=0.08N$, para edificios tipo dual con sistemas duales de marcos y muros estructurales, marcos arriostrados o muros de mampostería; donde N es el número de pisos”. (pág. 7/6 del CSCR-10).
 - ✓ “Para la determinación de la ductilidad global asignada de sistemas tipo muro a base de EBF o SPSW, se permite utilizar las disposiciones para estructuras tipo dual de la tabla 4.3. En este caso rigen los desplazamientos límites de la tabla 7.2 correspondientes a estructuras duales”. (pág. 10/12 del CSCR-10)

Sin embargo, en el tercer punto es necesario realizar una aclaración importante, según el código americano, ASCE/SEI 7-16 (2017), calcula un espectro para todo; de acuerdo a las condiciones de suelo de la zona, y a ese espectro se le aplica una reducción (R^a), donde a diferencia a que en el CSCR-10 calcula los espectros para cada una de las ductilidades, entonces hay un factor de reducción, pero leída de acuerdo a la ductilidad de la estructura que se le asigne. En cambio, la reducción (R^a) del ASCE/SEI 7-16 et. al, toma el espectro y lo reduce ese factor multiplicativo (R^a) el cual incluye la ductilidad (μ) y la sobrerresistencia (SR), diferente al caso del CSCR-10 que tiene ambos datos por aparte.

Por lo tanto, si nos dirigimos a la tabla 12.2-1, pág. 90 del ASCE/SEI 7-16 et. al, mostrada en el **anexo 6** del presente documento, se encontrará el resumen de estos datos de la reducción, como “Response Modification Coefficient, R^a ”,

en donde, en el punto B.1 y C.1 señala que un marco EBF y un marco especial de momentos a base de marcos, respectivamente, tienen una alta ductilidad de $\mu = 8$.

Sin embargo, en el CSCR-10, un marco estructural de acero con máxima ductilidad se le ha asignado con $\mu = 6$, entonces el sistema EBF debería por lo menos igualarlo a ese marco, que tiene la ductilidad más alta en dicho código de Costa Rica.

Por lo tanto, para los marcos EBF, se considera que tienen una alta ductilidad similar a la de los marcos.

Es por esto qué, aunque en el CSCR-10 los marcos EBF los determina como sistemas duales, también limita su ductilidad, punto en el cual el CSCR-10 no tiene una interpretación actualizada y/o similar a la del ASCE 7-16 sobre el comportamiento de estos elementos.

Es por lo anterior, que se realizará un diseño del edificio con un sistema dual y una ductilidad (μ) de 6.0, la cual es la más alta para tipo marcos, indicada en la tabla 4.3.

Una vez propuestas y definidas las cargas gravitacionales y aclarado sus requisitos de diseño generales y específicos, se propondrán perfiles para las vigas, columnas y arriostres, con ellas se realizará una bajada de cargas con el programa Excel, solamente con la carga CP y seguidamente se comparará con los valores del programa SAP 2000 para así comprobar que no hay ningún error en el cálculo manual o que exista un error en la programación del software.

Para la primera bajada de carga se ubicará en la azotea e irá de la losa a la viga, esta carga se multiplicará por la mitad de las longitudes adyacentes a la viga.

Una vez obtenida la carga distribuida sobre la viga, se calcula la segunda bajada de carga de la viga a la columna; multiplicando la carga distribuida sobre la viga por la mitad de la longitud de las vigas adyacentes a la columna. Y así en cada nivel.

Una vez calculado las cargas de cada nivel, se suman y su resultado se compara con los datos del programa SAP 2000; en el cual se le asignarán las combinaciones para que el programa pueda obtener la carga última de diseño del CSCR 2010 del punto 6.2.1.

Ahora bien, se procederá a realizar el estudio sísmico, guiado con el CSCR-10, en cual consiste en realizar un método estático y un método dinámico; esto con el fin poder cumplir con el límite de las derivas de la estructura, brindando así validez al diseño de la estructura.

El método estático se realizará con ayuda del programa Excel, donde según el punto 7.4 del CSCR, se debe cuantificar los efectos del sismo sobre la edificación mediante el análisis elástico-lineal por un conjunto de fuerzas estáticas horizontales aplicados en cada uno de los niveles. El valor de estas fuerzas es el resultado de suponer un primer modo de oscilación cuyos componentes en cada entrepiso son proporcionales a su altura y un cortante en la base igual al producto del coeficiente sísmico por el peso total de la edificación.

Para el cálculo del coeficiente sísmico, en el capítulo 5 del CSCR, se obtiene de la siguiente forma:

$$C = \frac{a_{ef} * I * FED}{SR}$$

Ec.5

Donde:

- a_{ef} : *Aceleración pico efectiva de diseño en la base de estructura.*
- I : *Factor de importancia de la edificación*
- FED : *Factor espectral dinámico*
- SR : *Factor de sobrerresistencia*

Para poder determinar el valor de FED se requiere el valor del periodo (T) para poderlo interpolar en las gráficas del capítulo 5 del CSCR-10 ó en las tablas del Capítulo E: Factores espectrales del CSCR-10, esta se muestra en el **anexo 7** del presente documento.

Para el cálculo del periodo (T), el punto 7.4.5 del CSCR-10 propone un supuesto inicial, para edificios tipo dual, como 0.08 multiplicado por el número de pisos, resultando un valor de 0.32 s inicialmente.

Una vez obtenido el coeficiente sísmico se puede proceder a calcular el cortante basal con la siguiente ecuación; (7-1 del CSCR-10).

$$Vb = C * W$$

Ec. 6

Donde:

- *C*: Coeficiente sísmico
- *W*: Peso total de la edificación para efectos sísmicos.

Seguidamente se hará la distribución de fuerzas sísmicas por nivel, con ayuda de la siguiente ecuación; (7-2 del CSCR-10).

$$F_i = V * \frac{W_i * h_i}{\sum_{k=1}^N W_k * h_k}$$

Ec. 7

Donde:

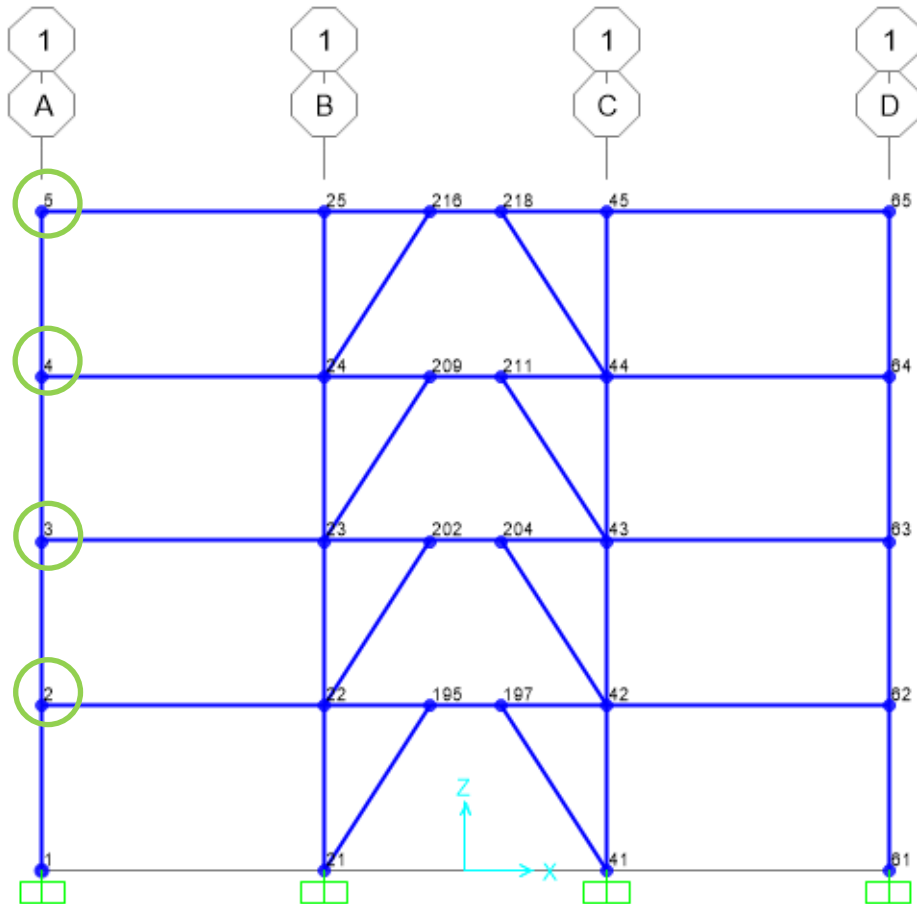
- *F_i*: Fuerza sísmica aplicada al nivel *i*.
- *W_i*: Peso asignado al nivel *i*.
- *h_i*: Altura del nivel *i* sobre el nivel del base
- *V*: Cortante basal.

Una vez obtenidas las fuerzas sísmicas (*F_s*) y el coeficiente sísmico (*C*), se podrán obtener los desplazamientos elásticos por nivel (δ_i^e) que serán necesarios para el cálculo de las derivas. Ambos datos se añadirán al programa SAP 2000, la primera (*F_s* calculadas manualmente) ayudará a establecer las deflexiones del edificio, y la segunda (*C*) hará que el mismo programa realice el método estático y pueda calcular las fuerzas sísmicas; estableciendo a la vez el centro de masa del edificio para poder aplicar las fuerzas de una manera correctamente

distribuida. Con ello, se podrá correr el programa para obtener los desplazamientos elásticos por nivel (δ_i^e); donde para cada nivel se elegirá un punto específico, los cuales, se eligieron los señalados en la siguiente figura.

Figura 43

Nodos elegidos para obtener los desplazamientos elásticos por nivel (δ_i^e).



Nota: Elaborado por la sustentante en el programa SAP 2000.

Ahora bien, completados los pasos anteriores, entraría en escena el método dinámico, el cual está definido, en el punto 7.5 por el CSCR-10, como el método de superposición modal espectral, en el cual se supone un comportamiento elástico y lineal de la estructura y se calculan sus modos de oscilación y sus correspondientes periodos.

Seguidamente se desacoplan las ecuaciones de movimiento; ya que, los modos de oscilación tienen propiedades de ortogonalidad con respecto a la masa y rigidez de la estructura. Con dichas ecuaciones desacopladas para cada modo de oscilación (j), se calculan los desplazamientos máximos de la estructura durante el sismo y sus correspondientes deformación y fuerzas internas, utilizando el coeficiente sísmico (C) asociado al periodo de oscilación T_j . Finalmente se combinan los valores máximos obtenidos para cada modo de oscilación para obtener una estimación probabilística de la respuesta máxima de cada parámetro de interés de la estructura.

Todo lo anterior, descrito por el CSCR-10, se podrá realizar con ayuda del programa SAP 2000, estableciendo en ella un espectro respuesta. Seguidamente, el CSCR-10 señala, en el punto 7.4.6, que se debe realizar un recálculo del periodo del primer modo de vibración, en el que se necesitarán los desplazamientos elásticos por nivel (δ_i^e). Para dicho calculo se utilizará la siguiente fórmula.

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{1}{g} * \frac{\sum_{i=1}^N W_i * (\delta_i^e)^2}{\sum_{i=1}^N F_i * \delta_i^e}}$$

Ec. 8

Donde:

- δ_i^e : Desplazamiento elástico en el nivel i debido a las fuerzas sísmicas horizontales
- g : aceleración de la gravedad, en las unidades correspondientes.

Cabe señalar, que este recálculo del periodo se debe realizar manual y continuamente hasta que se puedan ver valores similares entre ellos, en relación al primer modo de oscilación brindado por el programa SAP 2000; es decir, si el primer periodo es diferente en un 5% con el valor real (brindado por el programa SAP 2000), entonces se vuelve a recalcular el periodo (T), y así consecutivamente hasta que haya una diferencia menor del 5%. Es por esto, que se optó por realizar una hoja de cálculo en el programa Excel para una mayor

facilidad y rapidez en el proceso, ya que, se debe realizar con los desplazamientos elásticos de cada nivel en cada eje correspondiente (“x” y “y”).

Ahora bien, realizado los pasos anteriores se podrán calcular las derivas, tomando en cuenta el límite correspondiente de la estructura, como se determinó que ésta sería en un sistema dual, y de ductilidad $\mu = 6$, según la tabla 7.2 del CSCR-10, (mostrada en el **anexo 8** del presente documento), el límite superior de la razón de la deriva inelástica (Δ_i) para edificaciones tipo D y dual es de 0.018.

Para el cálculo de la deriva inelástica, el punto 7.6 del CSCR-10 señala lo siguiente: “Cuando se utilicen los métodos estático o dinámico de análisis, los desplazamientos horizontales en cada nivel y las derivas o desplazamientos relativos entre niveles adyacentes, se debe estimar por medio de las deformaciones, en el rango inelástico, necesarias para absorber y disipar la energía”. A continuación, se muestra la ecuación 7-8 del CSCR-10 para su cálculo.

$$\Delta_i = \mu * SR * \Delta_i^e$$

Ec. 9

Donde:

- Δ_i : Deriva inelástica.
- Δ_i^e : Deriva elástica entre el nivel i y el nivel adyacente inferior respectivamente.

Especificándola aún más se muestra la siguiente ecuación:

$$\Delta_i = \frac{\mu * SR * (\delta_i^e - \delta_{i-1}^e)}{h_i}$$

Ec. 9

Donde:

- Δ_i : Deriva inelástica.
- δ_i^e : Desplazamiento elástica del nivel i .
- δ_{i-1}^e : Desplazamiento elástica del nivel anterior a i

- $h_i = \text{altura del nivel } i$

Es importante señalar que, si las derivas no cumplen con el límite indicado anteriormente, se deberá proponer nuevos perfiles W para los elementos, hasta que todas las derivas de cada nivel y eje sean menores o iguales a 0.018.

Una vez cumplidas las derivas se procederá al uso del SAP 2000 para diseñar y verificar que cada elemento no esté en números rojos, es decir la capacidad debe ser mayor que la demanda que requiere el edificio.

Simultáneamente, se deberá preparar una hoja de cálculo la cual ayude a calcular las resistencias de los elementos, donde en cada uno de ellos se contemplarán lo estipulado por los reglamentos del AISC 360-16 y del CSCR-10. A la vez, se procurará que cada elemento se encuentre en la zona I, es decir, que tengan un comportamiento plástico, esto con el fin de que haya una rótula plástica y así poder realizar el método Pushover.

Para el caso de las vigas serán analizadas bajo flexión y cortante, en el caso de las columnas serán por flexión y compresión, para los arriostres excéntricos serán sometidos a compresión y tensión y para los acoples (links) serán sometidos a flexión y cortante.

Ahora bien, para poder calcular las resistencias de las vigas, columnas y arriostres se debe determinar primero las razones de esbeltez para los elementos sometidos a flexión y compresión. Las cuales se prefieren que sean compactas y no esbeltas respectivamente. Para ello se requieren las ecuaciones de la tabla B4.1b y B4.1a del AISC 360-16 para estos los elementos respectivamente. Estas se resumirán en las tablas siguientes.

Tabla 5*Razón ancho-espesor para flexión.*

	Esbeltez (λ)	Razón ancho-espesor límite
		(Compacta-No compacta)
Patín ó ala (FLB)	$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$	$\lambda_{pf} = 0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Alma (WLB)	$\lambda = \frac{h}{t_w}$	$\lambda_{pw} = 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Nota: Elaborado por la sustentante, guiado de la tabla B4.1b de la *Especificación para construcciones de acero*, ANSI/AISC 360-16 (2016).

Tabla 6*Razón ancho-espesor para compresión.*

	Esbeltez (λ)	Razón ancho-espesor límite
		(Esbelto-No esbelto)
Patín ó ala (FLB)	$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$	$\lambda_{pf} = 0.56 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Alma (WLB)	$\lambda = \frac{h}{t_w}$	$\lambda_{pw} = 1.49 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Nota: Elaborado por la sustentante, guiado de la tabla B4.1a de la *Especificación para construcciones de acero*, ANSI/AISC 360-16 (2016).

A la vez cabe señalar que en el punto 10.6.3.5 del CSCR-10 describe lo siguiente.

- “Las riostras diagonales deben cumplir con los requisitos para los elementos con ductilidad moderada”.
- “Las columnas deben cumplir con los requisitos para los elementos con ductilidad óptima”.

- “En los casos en que la sección de la viga fuera del acople sea diferente a la sección del acople, la viga debe cumplir con los requisitos para los elementos con ductilidad moderada”.
- “Los acoples (Link) deben cumplir con los requisitos para los elementos con ductilidad óptima”.

Es por esto que se deberá tomar en cuenta la razón de esbeltez por sismo para elementos en compresión, descritos en la tabla 10.6 del CSCR-10, (mostrado en el **anexo 9** del presente documento), ésta se resume en la siguiente tabla.

Tabla 7

Razón de esbeltez máxima, para elementos en compresión con ductilidad óptima y ductilidad moderada.

	Razón de esbeltez (λ)	Razón de esbeltez máxima	
		Elementos con ductilidad óptima	Elementos con ductilidad moderada
Patín ó ala (FLB)	$\lambda = \frac{b}{t_f}$	$\lambda_{hd} = 0.30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_{md} = 0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Alma (WLB)	$\lambda = \frac{h}{t_w}$	Para $C_a \leq 0.125$ $\lambda_{md} = 2.45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} * (1 - 0.93 * C_a)$	Para $C_a \leq 0.125$ $\lambda_{md} = 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} * (1 - 2.75 * C_a)$
		Para $C_a > 0.125$ $0.77 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} * (2.93 * C_a) \geq 1.49 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Para $C_a > 0.125$ $\lambda_{md} = 1.12 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} * (2.33 * C_a) \geq 1.49 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
		Donde $C_a = \frac{P_u}{\phi P_y}$	Donde $C_a = \frac{P_u}{\phi P_y}$

Nota: Elaborado por la sustentante, guiado de la tabla 10.6 del Código sísmico de Costa Rica 2010 (Revisión 2014), CFIA (2014).

Una vez obtenido los valores de esbeltez se procederá a los cálculos para determinar sus respectivas resistencias.

Para los elementos sometidos a flexión se utilizarán las fórmulas y procedimientos del capítulo F del AISC 360-16; donde en la tabla F1.1 1 se cumpla el criterio “compacta” tanto para el alma como para el ala, los estados límites que se deberán analizar son la fluencia y el pandeo lateral torsional; descritos en la sección F2 del AISC 360-16.

La resistencia en flexión, ϕM_n , debe ser determinada de la siguiente manera; donde $\phi = 0.90$ (LRFD).

➤ Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

Ec. 10

Donde:

- M_n : Resistencia nominal en flexión.
- M_p : Momento plástico.
- F_y : Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, $\frac{kg}{cm^2}$
- Z_x = Módulo de sección plástico en torno al eje x , cm^3

➤ Pandeo Lateral-Torsional:

(a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica. (Zona I: Plástico); por lo tanto, el M_n será igual al de fluencia.

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$, (Zona II: Inelástico)

$$M_n = C_b * \left[M_p - (M_p - 0.7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Ec. 11

Nota: Si no cumple con esta condición el M_n será igual al de fluencia.

(c) Cuando $L_b > L_r$, (Zona III: Elástico)

$$M_n = F_{cr} * S_x \leq M_p$$

Ec. 12

Donde:

- L_b : Longitud entre los puntos de apoyo
- L_p : Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia.

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

Ec. 13

- L_r : Longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico.

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

Ec. 14

- F_{cr} : Tensión crítica, $\frac{kg}{cm^2}$

$$F_{cr} = \frac{C_b * \pi^2 * E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J_c}{S_x * h_o} * \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

Ec. 15

- C_b : Factor de modificación por pandeo lateral torsional para diagramas de momento no uniforme.

$$C_b = \frac{12.5 * M_{m\acute{a}x}}{2.5 * M_{m\acute{a}x} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

Ec. 16

- M_A : Es el momento a $\frac{1}{4}$ de la longitud del elemento
- M_B : Es el momento a $\frac{1}{2}$ de la longitud del elemento
- M_C : Es el momento a $\frac{3}{4}$ de la longitud del elemento
- E : Módulo de elasticidad del acero, $2.1 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2}$

Nota: Los demás valores dependen de las propiedades de los perfiles que se usaran para cada elemento.

Para los elementos sometidos a compresión se utilizarán las fórmulas y procedimientos del capítulo E del AISC 360-16; donde en la tabla E1.1 se cumpla el criterio “Sin elementos esbeltos ó no esbeltos”; tanto para el alma como para el ala, los estados límites que se deberán analizar son el pandeo por flexión y el pandeo torsional; descritos en la sección E3 y E4 del AISC 360-16.

La resistencia en compresión, ϕP_n , debe ser determinada de la siguiente manera; donde $\phi = 0.90$ (LRFD).

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

Ec. 17

➤ Pandeo por flexión:

(a) Cuando $\frac{L_c}{r_y} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (ó $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$)

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] * F_y$$

Ec. 18

(b) Cuando $\frac{L_c}{r_y} > 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (ó $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$)

$$F_{cr} = 0.877 * F_e$$

Ec. 19

Donde:

- F_e : Tensión de pandeo elástico, $\frac{kg}{cm^2}$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{L_c}{r_y}\right)^2}$$

Ec. 20

➤ Pandeo torsional:

(a) El Fcr será igual al de pandeo por flexión, con la diferencia que F_e será...

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 * E * C_w}{(k_z * L)^2} + G * J \right] * \frac{1}{I_x + I_y}$$

Ec. 21

- Donde el factor de longitud efectiva, k_z , de miembros sujetos a compresión debe ser tomado como 1.0.

Para las vigas sometidas a cortante se utilizarán las fórmulas y procedimientos del capítulo G del AISC 360-16.

La resistencia de corte de diseño, ϕV_n , debe ser determinada de la siguiente manera; donde $\phi = 0.10$ (LRFD).

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v$$

Ec. 22

Donde:

- C_v : Coeficiente de corte del alma, se determina de la siguiente manera

(a) Cuando $\frac{h}{t_w} \leq 1.10 * \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}}$ entonces $C_v = 1$

(b) Cuando $\frac{h}{t_w} > 1.10 * \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}}$ entonces $C_v = \frac{1.10 * \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$

- Siendo $k_v = 5.34$

Ahora bien, para el caso de los arriostres EBF se deben cumplir los siguientes criterios tomados del punto 10.6.3 del CSCR-10.

(a) Criterios de diseño: “El acople está sujeto a cortante y flexión”. (pág.10/49 del CSCR-10)

(b) Requisitos de análisis: “La capacidad cortante ajustada del acople debe ser tomada como R_y veces la capacidad nominal en cortante del acople V_n multiplicada por 1.25 para acoples en sección tipo I”. (pág.10/50 del CSCR-10).

(c) Requisitos básicos:

- 1) “Las riostras diagonales deben cumplir con los requisitos para los elementos con ductilidad moderada”. (pág.10/51 del CSCR-10).
- 2) “La resistencia de diseño en cortante del acople, ϕV_n , debe ser el menor de los valores obtenidos al evaluar los estados límites de cedencia por cortante en el alma del acople y cedencia en flexión de la sección del acople. Para ambos estados límites, el factor de reducción ϕ es de 0.9”. (pág.10/52 del CSCR-10).
- 3) “Se deben colocar rigidizadores de alma intermedios en los acoples con longitudes mayores que $2.6 M_p/V_p$ y menores que $5M_p/V_p$ se debe colocar un rigidizador intermedio en cada extremo del acople, a una distancia no mayor que $1.5b_f$ medido desde cada extremo del acople”. (pág.10/53 del CSCR-10).

Para los arriostres sometidos a tensión se utilizarán el paso descrito en el capítulo D del AISC 360-16, resumido seguidamente.

La resistencia de diseño en tensión, ϕP_n , debe ser determinada de la siguiente manera; donde $\phi = 0.90$ (LFRD).

$$V_n = \phi * F_y * A_g$$

Ec. 23

Ahora bien, en el cumplimiento del criterio de diseño, para obtener la resistencia de diseño en cortante del acople se deberán calcular la cedencia en cortante del alma y la cedencia en flexión de la sección.

i. Cedencia en cortante del alma:

$$V_n = V_p$$

Ec. 24

Donde:

- $Vp = 0.6 * Fy * A_{lw}$ para $\frac{Pu}{Py} \leq 0.15$
- $Vp = 0.6 * Fy * A_{lw} * \sqrt{1 - \left(\frac{Pu}{Py}\right)^2}$ para $\frac{Pu}{Py} > 0.15$
- $A_{lw} = (d - 2t_f) * t_w$ para acoples a base de secciones "I".
- Pu : Capacidad axial requerida
- Py : Capacidad axial nominal en cedencia, $Py = Fy * Ag$

ii. Cedencia en flexión de la sección:

$$Vn = \frac{2Mp}{e}$$

Ec. 25

Donde:

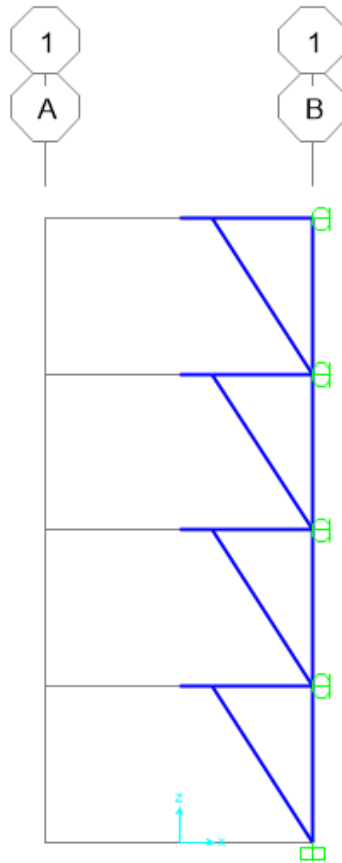
- $Mp = Fy * Z_x$ para $\frac{Pu}{Py} \leq 0.15$
- $Mp = Fy * Z_x * \left(\frac{1 - \left(\frac{Pu}{Py}\right)}{0.85}\right)$ para $\frac{Pu}{Py} > 0.15$

Nota: e = longitud del acople, definida como la longitud libre medida entre los extremos de dos riostras; también se le conoce como "link".

Ahora bien, para el cumplimiento de los requisitos de análisis y tomando en cuenta el capítulo 10 del libro *Ductile Design of Steel Structures* de Bruneau, M.; Ming, C. y Sabelli, R. (s.f.), se deberá realizar un modelo auxiliar en el programa SAP 2000, donde sólo se considerará una fracción del edificio en 2D, a la mitad de los arriostres EBF, incluyendo todos los niveles del edificio, dicho módulo auxiliar se puede apreciar en la siguiente figura.

Figura 44

Modelo auxiliar para el cumplimiento de los requisitos de análisis de los marcos EBF.



Nota: Elaborado por la sustentante, en el programa SAP 2000.

Cabe señalar que en cada extremo izquierdo del nodo se deberá aplicar una carga, 1 Ton; como ejemplo, y también se aplicará una fuerza con el nombre V_{link} , el cual será igual al resultado de la siguiente ecuación.

$$V_{link} = V_n * R_y * 1.25$$

Ec. 26

Donde:

- El valor de V_n será el resultado menor que den las ecuaciones 24 y 25.
- $R_y = 1.1$, según la tabla 10.1 del CSCR-10 (mostrada en el anexo 10 del presente documento)

Seguidamente, se procederá a diseñar el modelo en el programa para verificar si realmente los arriostres cumplen con los requisitos de análisis.

A la vez, se deberá realizar un análisis para determinar una longitud del link conveniente para que el arriostre falle por flexión y no por cortante, para esto se tomó en cuenta el análisis realizado por el autor Bruneau, M.; Ming, C. y Sabelli, R. (s.f.) en el capítulo 10 del libro *Ductile Design of Steel Structures*, en el que se resaltan los siguientes puntos y figuras.

- i. “Un link largo ($e < \frac{2.6M_p}{V_p}$) tendrá un comportamiento donde la flexión de pandeo se produce principalmente en forma de pandeo local del ala. La capacidad de deformación es muy limitada, ya que, la red del link no cedió a lo largo de su longitud y contribuir a cualquier deformación plástica”. (Pág. 598 del Bruneau, M.; Ming, C. y Sabelli, R. (s.f.))

Figura 45

Gráfica de clasificación de los links.

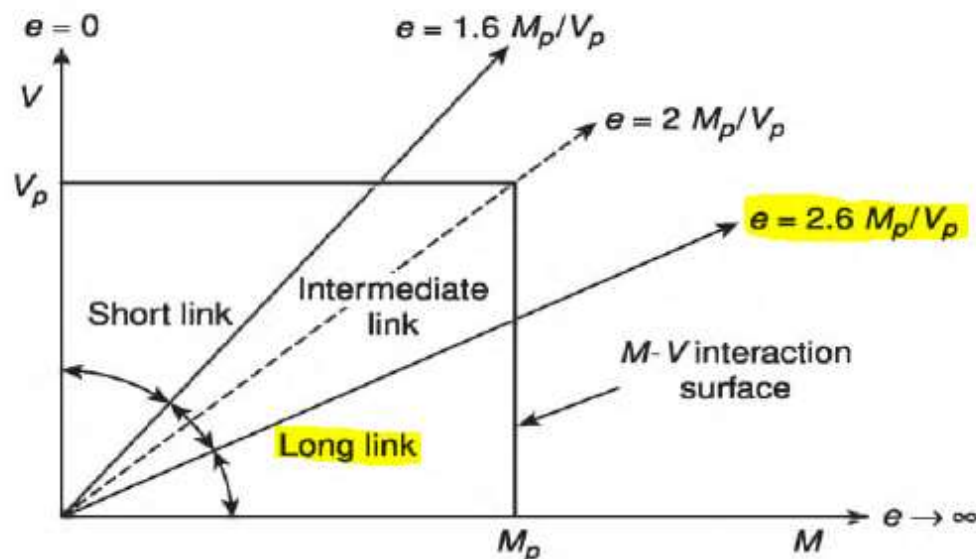


FIGURE 10.9 Classification of links.

Nota: Tomado de *Ductile Design of Steel Structures*, Bruneau, M.; Ming, C. y Sabelli, R. (s.f.)

- ii. “Rotación requerida del link: Consideración el mecanismo plástico de una configuración de link interior (Fig. 10.7a). Aplicando la teoría plástica simple se procede los siguientes cálculos” (Punto 10.3.2 del Bruneau, M.; Ming, C. y Sabelli, R. (s.f.))

$$\gamma_p = \frac{\Delta_{in}}{h} * \frac{L}{e}$$

Ec. 27

Donde:

$$\Delta_{in} = (C_d - 1) * \Delta_e$$

Ec. 28

- $C_d = \mu * SR$
- Δ_e : Deriva del desplazamiento elástica
- γ_p : Demanda de rotación plástica del link.

Figura 46

Demanda de rotación del Link.

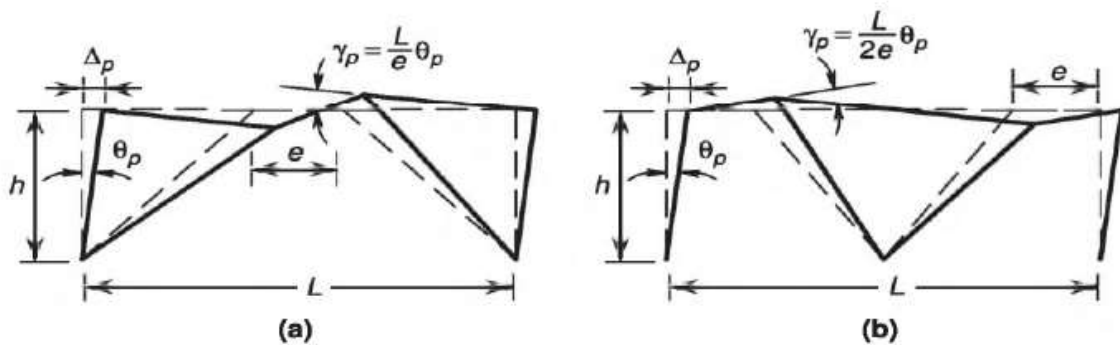


FIGURE 10.17 Link rotation demand.

Nota: Tomado de Ductile Design of Steel Structures, Bruneau, M.; Ming, C. y Sabelli, R. (s.f.)

Para su cumplimiento el ángulo de rotación del link permitido debe quedar en el rango señalado de la siguiente figura.

Figura 47

Ángulos de rotación del link permitidos.

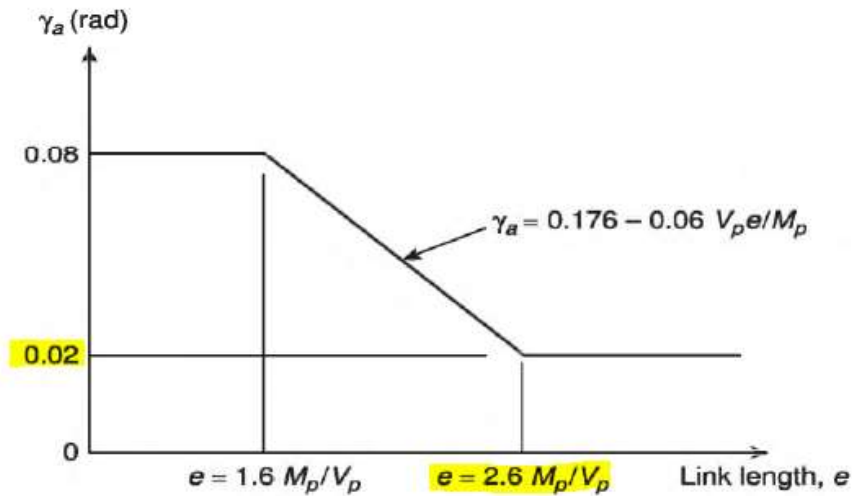


FIGURE 10.11 Allowable link rotation angles.

Nota: Tomado de Ductile Design of Steel Structures, Bruneau, M.; Ming, C. y Sabelli, R. (s.f.)

Ahora bien, cabe señalar que para la comparación de los cálculos manuales con los datos obtenidos por el programa SAP 2000 se podrán verificar con la siguiente fórmula porcentual.

$$Diferencia \% = \frac{Valor\ mayor - Valor\ menor}{Valor\ mayor} * 100$$

Ec. 29

Una vez cumplido todos los puntos y pasos anteriores, el diseño de la estructura estará terminada y se podrá proceder al método no lineal Pushover.

Para el análisis de este método se procederá a realizar su modelo en el programa SAP 2000, el cual para aplicar la rótula plástica se determinarán los puntos donde irán los “hinges” para cada elemento; en el caso del edificio mixto EBF con marcos de momento, los “hinges” de todas las columnas y todas las vigas irán en sus extremos, los arriostres irán a la mitad y en el punto donde el arriostre esté en contacto con el link. Para el caso del edificio EBF los hinges irán solamente en los marcos sismorresistentes, es decir donde se encuentren los marcos arriostrados

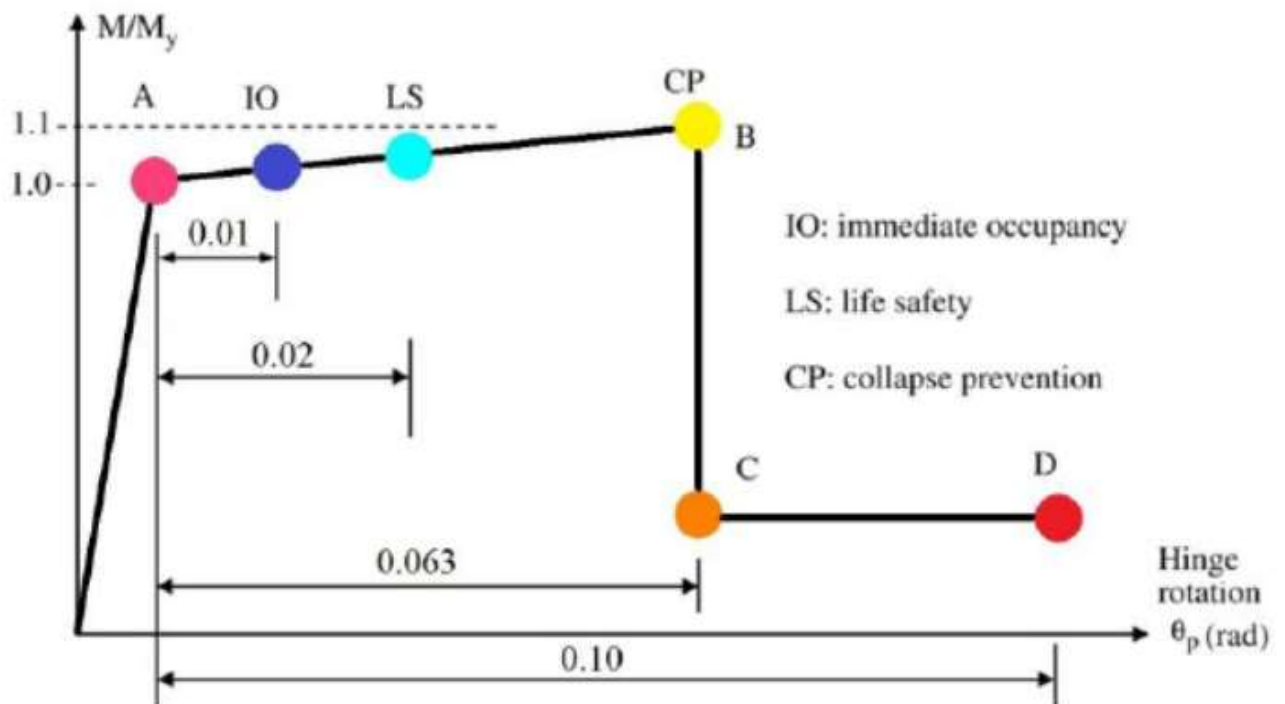
excéntricamente, debido a que, en el resto de los marcos, las vigas tienen “releases”, es decir, que actúan como articulaciones ó rótulas.

Seguidamente, el programa aplicará cargas horizontales en las zonas laterales del edificio, las cuales irán aumentando gradualmente hasta que falle de tal manera que el edificio colapse. Con la recolección de sus datos, se harán los respectivos cálculos para poder graficarlos y poder ver su comportamiento en las curvas de demanda y capacidad.

A la vez cabe señalar el significado de los colores que marcaría el programa SAP 2000 en sus resultados del Pushover, esto se muestra en las siguientes figuras.

Figura 48

Comportamiento de la rótula plástica.



Nota: Tomado de Botez M. (2014).

Figura 49

Niveles de objetivos de desempeño

2.3.3.2 Immediate Occupancy Building Performance Level (1-B) To attain the Immediate Occupancy Building Performance

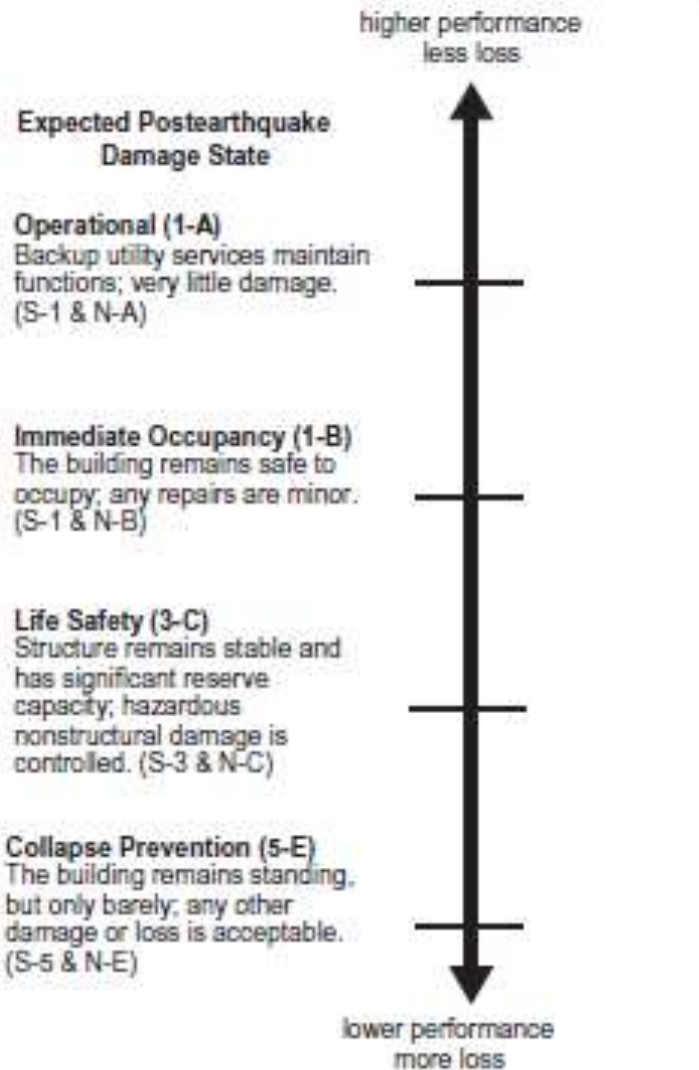


FIG. C2-1. Target Building Performance Levels and Ranges

Nota: Tomado del libro Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE 41-13 (s.f.)

Para el método de capacidad espectral se utilizan espectros inelásticos de ductilidad constante expresados en gráficos S_a vs S_d , los cuales están descritos en el punto 7.7.2 del CSCR-10, estos se resumirán seguidamente.

i. Espectro inelástico de aceleración para ductilidad constante (S_a):

$$S_a = \frac{a_{ef} * I * FED}{SR} * g$$

Ec. 30

Donde:

- g : Aceleración de la gravedad, $9.8 \frac{m}{s^2}$
- $SR = 1$

ii. Espectro inelástico de aceleración para ductilidad constante (S_a):

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 * S_a * \mu$$

Ec. 31

Cabe señalar que para los puntos i y ii anteriores se deberán comparar en dos gráficas, una con una ductilidad de $\mu = 1$ y otra con una ductilidad de $\mu = 6$.

Finalmente, con los cálculos obtenidos y datos recolectados se realizarán sus respectivas gráficas para poder apreciar de una mejor manera su comportamiento. Donde para poder graficar en forma equitativa las unidades se debe hacer una respectiva conversión para pasar el S_a a m/s^2 , utilizando la siguiente ecuación.

$$S_a = \frac{Vb \text{ en kg obtenido del SAP}}{W * \%1er \text{ modo de oscilación}} * g$$

Ec. 32

Donde:

- g : gravedad (9.81 m/s^2)
- W : peso total de la estructura

7. Cronograma de trabajo

CRONOGRAMA																																					
PERIODO:		2021																2022																			
Cuatrimestre:		II Cuatrimestre								III Cuatrimestre								I Cuatri																			
Mes:		Mayo				Junio				Julio				Agosto				Setiembre				Octubre				Noviembre				Diciembre				Enero			
		Semana				Semana				Semana				Semana				Semana				Semana				Semana				Semana							
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
CAPITULO I: PROBLEMA Y PROPÓSITO		■																																			
Estado actual del objeto de estudio		■																																			
Enunciado del problema																																					
Formulación del problema																																					
Justificación																																					
Objetivos																																					
Alcances y limitaciones																																					
Delimitación																																					
CAPITULO II: FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA						■																															
CAPITULO III: MARCO METODOLÓGICO										■																											
Enfoque de investigación										■																											
Sujetos y fuentes de información										■																											
Definición de variables										■																											
Instrumentos y técnicas del procedimiento metodológico para la realización del estudio de diagnóstico.										■																											
Sustentación de la confiabilidad y validez de los instrumentos de la investigación										■																											
Procedimiento metodológico para la elaboración del proyecto propuesto.										■																											
Cronograma de actividades										■																											
CAPITULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS																						■															
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES																										■											
Referencias						■																															
Apéndices																																					
PRESENTACION DEL BORRADOR																										■											
ENTREGA																										■											
DEFENSA																										■											

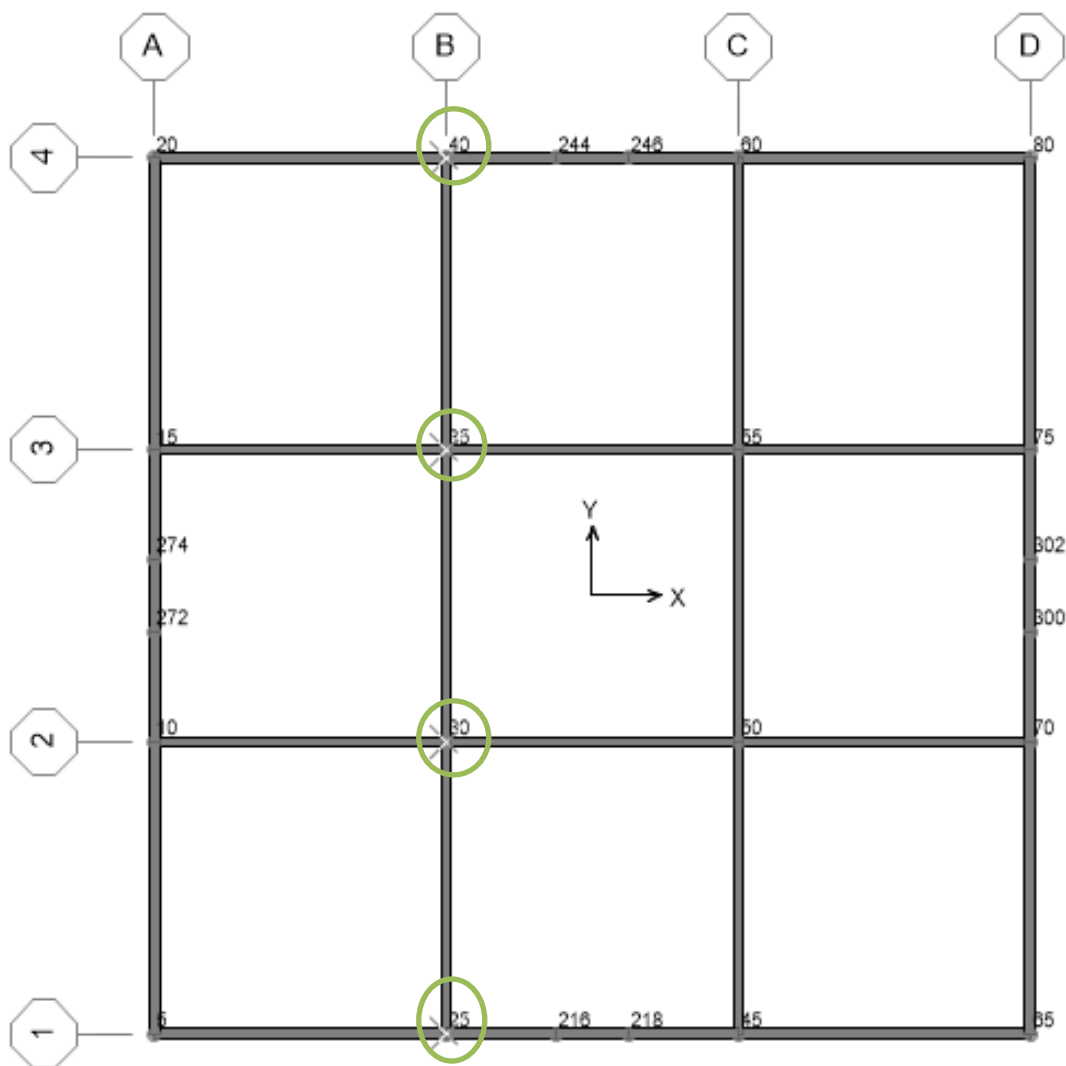
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1. Bajada de cargas

El cálculo manual de la bajada de cargas se realizó en los puntos señalados de la siguiente figura.

Figura 50

Puntos analizados para el cálculo manual de la bajada de cargas.



Nota: Elaborado por la sustentante en el programa SAP 2000.

Los resultados de la bajada de cargas de los cálculos manuales comparada con los datos del programa SAP 2000 se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 8

Comparación de bajada de cargas manual con programa SAP 2000, para ambos edificios.

Columna	Resultado manual (Ton)	Edificio mixto EBF con marcos de momento		Edificio con sistema EBF	
		Magnitud (Ton)	Diferencia (%)	Magnitud (Ton)	Diferencia (%)
B4	34.52	33.89	1.855	34.52	0.004
B3	69.04	69.37	0.480	69.04	0.002
B2	69.04	69.37	0.480	69.04	0.002
B1	34.52	33.89	1.855	34.52	0.004

Nota: Elaborado por la sustentante.

Como se puede observar en la tabla anterior, la diferencia porcentual entre los cálculos manuales y los datos aportados por el programa SAP 2000, para ambos edificios, es menor al 5% por lo que se puede comprobar que los procedimientos son correctos y se puede proseguir con el siguiente paso.

4.2. Elementos a utilizar

Para la elección del material acero en perfiles W de los elementos a utilizar en el diseño de ambos edificios, se comenzó con supuestos y descartando perfiles W conforme al cumplimiento de varios puntos descrito por las normas correspondientes, las cuales se mostrarán más adelante.

A continuación, se mostrarán los perfiles W que se utilizarán para los elementos de ambos edificios.

Tabla 9

Perfiles W de los elementos a utilizar para cada edificio.

Elementos	Edificio mixto EBF con marcos de momento	Edificio EBF
	Perfil W	Perfil W
Columnas	W14X211	W14X211
Vigas	W12X50	W12X58
Arriostres	W10X54	W10X60

Nota: Elaborado por la sustentante.

4.2.1. Cumplimiento de las derivas inelásticas.

La elección de estos perfiles W, para cada uno de estos se elementos, fueron seleccionados cuidadosamente respetando el límite de las derivas para sistemas duales, los cuales no deben exceder a 0.018. Pero para su comprobación se requieren obtener los siguientes valores.

Tabla 10

Peso sísmico del edificio mixto EBF con marcos de momento, por niveles.

Edificio mixto EBF con marcos de momento			
Nivel	Carga Permanente Total (CP)	Carga temporal total (CT)	W _T : Peso sísmico total (CP+CT)
	(kg)	(kg)	(kg)
N1	157700	9375	167075
N2	157700	9375	167075
N3	157700	9375	167075
N4	120072	0	120072
		W _T =	621298

Nota: Elaborado por la sustentante.

Tabla 11

Peso sísmico del edificio EBF, por niveles.

Edificio EBF			
Nivel	Carga Permanente Total (CP)	Carga temporal total (CT)	W _T : Peso sísmico total (CP+CT)
	(kg)	(kg)	(kg)
N1	159712	9375	169087
N2	159712	9375	169087
N3	159712	9375	169087
N4	121935	0	121935
		W _T =	629195

Nota: Elaborado por la sustentante.

De los datos anteriores se puede calcular el coeficiente sísmico, donde al ser un supuesto inicial de 0.32s, se hará un recálculo manual del periodo comparándolo con el primer (eje y) y segundo (eje x) modo de oscilación brindado por el programa SAP 2000. Esto se mostrará de la siguiente manera.

Tabla 12

Comparación del recálculo del periodo (T) con el primer modo de oscilación del programa SAP 2000 para el edificio mixto EBF con marcos de momento.

Edificio mixto EBF con marcos de momento					
Recálculo del periodo (T)		Primer modo de oscilación		Diferencia %	
		Programa SAP 2000			
(eje x)	(eje y)	(eje x)	(eje y)	(eje x)	(eje y)
0.545	0.588	0.547	0.591	0.46	0.49

Nota: Elaborado por la sustentante.

Tabla 13

Comparación del recálculo del periodo (T) con el primer modo de oscilación del programa SAP 2000 para el edificio EBF.

Edificio EBF					
Recálculo del periodo (T)		Primer modo de oscilación		Diferencia %	
		Programa SAP 2000			
(eje x)	(eje y)	(eje x)	(eje y)	(eje x)	(eje y)
0.597	0.641	0.600	0.644	0.53	0.54

Nota: Elaborado por la sustentante.

Por los datos anteriores se puede resaltar que para ambos edificios la diferencia entre ambas comparaciones manuales con las del programa SAP 2000, no sobrepasan el 5% de diferencia, es por esto que se verifica que ambos valores son correctos.

Una vez obtenido el periodo nuevo se puede interpolar el valor del FED, el cual se encuentra en el capítulo E, tabla E.7 del CSCR-10, y con ello se puede calcular el coeficiente sísmico. Estos resultados se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 14

Datos obtenidos para el cálculo del coeficiente sísmico y cortante basal, para ambos edificios.

	Edificio mixto EBF con marcos de momento	Edificio EBF
FED	0.491	0.458
Coeficiente sísmico (C)	0.0884	0.0824
Cortante basal (V_b)	54910	51871

Nota: Elaborado por la sustentante.

Seguidamente se calculan las fuerzas sísmicas por nivel, estas se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 15.

Fuerzas sísmicas del edificio mixto EBF con marcos de momento, por niveles.

Edificio mixto EBF con marcos de momento			
Nivel	h_i (m)	$W_s * h$ (kg.m)	Fuerza sísmica (kg)
N1	3.5	584764	6187
N2	7	1169528	12375
N3	10.5	1754292	18562
N4	14	1681008	17787
Total=		5189592	54910

Nota: Elaborado por la sustentante.

Tabla 16*Fuerzas sísmicas del edificio EBF, por niveles.*

Edificio EBF			
Nivel	h_i	$W_s * h$	Fuerza sísmica
	(m)	(kg.m)	(kg)
N1	3.5	591804	5838
N2	7	1183608	11677
N3	10.5	1775411	17515
N4	14	1707087	16841
Total=		5257910	51871

Nota: Elaborado por la sustentante.

Con los pasos anteriores se puede verificar que los datos correspondientes a las fuerzas sísmicas están correctos debido a que su sumatoria es igual al cálculo del cortante basal.

Ahora ya se puede proceder al cálculo de las derivas (Δ_i), en las cuales se hizo una recopilación de los datos de los desplazamientos (δ_i), para cada eje y edificio, brindados por el programa SAP 2000. Estos valores y resultado de las derivas se resumirán en las siguientes tablas.

Tabla 17*Desplazamientos y derivas de ambos edificios.*

Edificio mixto EBF con marcos de momento				Edificio EBF			
δ_i (en SXc)	δ_i (en SYc)	Δi (en x)	Δi (en y)	δ_i (en SXc)	δ_i (en SYc)	Δi (en x)	Δi (en y)
(m)	(m)			(m)	(m)		
0.0022	0.0029	0.008	0.010	0.0023	0.0031	0.008	0.011
0.0056	0.0069	0.012	0.013	0.0061	0.0075	0.013	0.015
0.0085	0.0100	0.010	0.011	0.0095	0.0110	0.012	0.012
0.0105	0.0118	0.007	0.006	0.0121	0.0134	0.009	0.008

Nota: Elaborado por la sustentante

Como se puede apreciar en la tabla anterior, las derivas de ambos edificios no sobrepasan el límite para sistemas duales de 0.018, por ende, se consideran valores aceptables para continuar con el diseño.

4.3. Diseño de las estructuras

4.3.1. Capacidades de los elementos

A continuación, se mostrarán, en resumen, los resultados de los cálculos manuales de las capacidades de los elementos para cada edificio.

Tabla 18

Cálculos de las resistencias para cada uno de los elementos del edificio mixto EBF con marcos de momento.

Edificio mixto EBF con marcos de momento					
Elemento	Perfil W	Datos	Acciones de carga	Cálculo de la capacidad	
Columna	W14X211	Ag= 400 cm ²	Flexión	Mn=223682.55 kg.m	
		ry= 10cm		φMn= 201314.30 kg.m	
		Zx= 6391 cm ³		φMn= 201.31 Ton.m	
		Lb= 350 cm	Compresión	$\frac{L_c}{r_y} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Fe= 18081.70 kg/cm ²
		Lp= 445.67cm			φFcr= 2904.86 kg/cm ²
		Lr= 19698.79cm		33.86 ≤ 115.37	φPn= 1162013.93 kg
		Zona I: Plástico		sí cumple	φPn= 1162.01 Ton
Viga	W12X50	Ag= 94 cm ²	Flexión	Mn= 41237.89 kg.m	
		ry= 5 cm		φMn= 37114.10 kg.m	
		Zx= 1178 cm ³		φMn= 37.11 Ton.m	
		Lb= 200 cm	Cortante	$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 * \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}}$	φVn= 61157.30 kg
		Lp= 214.62 cm			26.8 ≤ 62.26
		Lr= 9552.21 cm		sí cumple; Cv=1	
		Zona I: Plástico			
Arriostre	W10X54	Ag= 86 cm ²	Compresión	$\frac{L_c}{r_y} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Fe= 5061.89 kg/cm ²
		ry= 5 cm			φFcr= 2358.44 kg/cm ²
		Zx= 900 cm ³		63.99 ≤ 115.37	φPn= 240422.92 kg
		Lb= 200 cm	Tensión		φPn= 321116.04 kg.m
					φPn= 321.12 Ton.m
Acople (Link)	W12X50	Ag= 94 cm ²	Cortante	$\frac{P_u}{P_y} \leq 0.15$	Vp= 54740.79 kg
		ry= 5 cm			φVn= 49266.71 kg
		Zx= 1178 cm ³		0 ≤ 0.15	φVn= 49.27 Ton
		Pu= 0		sí cumple	
		Py= 329697.20 kg	Flexión		Cómo: Vn= 54983.85 kg
		e= 1.5 m			φVn= 49485.46 kg
					φVn= 49.49 Ton
		Entonces... φMp= 37114.10 kg.m			
			φMp= 37.11 Ton.m		

Nota: Elaborado por la sustentante

Tabla 19

Cálculos de las resistencias para cada uno de los elementos del edificio EBF.

Edificio EBF						
Elemento	Perfil W	Datos	Acciones de carga	Cálculo de la capacidad		
Columna	W14X211	Ag= 400cm ²	Flexión	Mn=223682.55 kg.m		
		ry= 10cm		ϕMn= 201314.30 kg.m		
		Zx= 6391 cm ³		ϕMn= 201.31 Ton.m		
		Lb= 350 cm	Compresión	$\frac{L_c}{r_y} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Fe= 18081.70 kg/cm ²	
		Lp= 445.67cm			ϕFcr= 2904.86 kg/cm ²	
		Lr= 19698.79cm			33.86 ≤ 115.37	ϕPn= 1162013.93 kg
		Zona I: Plástico			sí cumple	ϕPn= 1162.01 Ton
Viga	W12X58	Ag= 110 cm ²	Flexión	Mn= 499554.29 kg.m		
		ry= 6 cm		ϕMn= 44598.86 kg.m		
		Zx= 1416 cm ³		ϕMn= 44.60 Ton.m		
		Lb= 200 cm	Cortante	$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 * \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}}$	ϕVn= 59504.40 kg	
		Lp= 274.85 cm			27 ≤ 62.26	ϕVn= 59.50 Ton
		Lr= 11972.11 cm			sí cumple; Cv=1	
		Zona I: Plástico				
Arriostre	W10x60	Ag= 114 cm ²	Compresión	$\frac{L_c}{r_y} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Fe= 5101.51 kg/cm ²	
		ry= 7 cm			ϕFcr= 2363.75 kg/cm ²	
		Zx= 1222 cm ³			ϕPn= 268415.54 kg	
		Lb= 416.08 cm	Tensión	ϕPn= 357698.88 kg.m	ϕPn= 357.70 Ton.m	
Acople (Link)	W12X58	Ag= 101cm ²	Cortante	$\frac{P_u}{P_y} \leq 0.15$	Vp= 53261.31 kg	
		ry= 6 cm			ϕVn= 47935.18 kg	
		Zx= 1277 cm ³			0 ≤ 0.15	ϕVn= 47.94 Ton
		Pu= 0			sí cumple	
		Py= 352279.20 kg	Flexión	Cómo:	Vn= 66072.38 kg	
		e= 1.5 m			ϕVn= 59465.15 kg	
					ϕVn= 59.47 Ton	
	Entonces...	ϕMp= 44598.86 kg.m				
		ϕMp= 44.60 Ton.m				

Nota: Elaborado por la sustentante

Para comprobar los cálculos realizados se hará una comparación contra los datos calculados por el programa SAP 2000, aplicando la fórmula porcentual para saber su diferencia. Esto se resumirá seguidamente para ambos edificios.

Tabla 20

Comparación de las capacidades de los elementos con a los cálculos manuales respecto a los valores obtenidos en el programa SAP 2000, para el edificio mixto EBF con marcos de momento.

Edificio mixto EBF con marcos de momento					
Elemento	Perfil	Acciones de carga	Cálculos manuales	Cálculos SAP 2000	Diferencia %
Columna	W14X211	Flexión	$\phi M_n = 201.31 \text{ Ton.m}$	$\phi M_n = 202.198 \text{ Ton.m}$	0.44
		Compresión	$\phi P_n = 1162.01 \text{ Ton}$	$\phi P_n = 1164.063 \text{ Ton}$	0.18
Viga	W12X50	Flexión	$\phi M_n = 37.11 \text{ Ton.m}$	$\phi M_n = 37.277 \text{ Ton.m}$	0.45
		Cortante	$\phi V_n = 61.16 \text{ Ton}$	$\phi V_n = 61.425 \text{ Ton}$	0.43
Arriostre	W10X54	Compresión	$\phi P_n = 240.42 \text{ Ton}$	$\phi P_n = 238.684 \text{ Ton}$	0.72
		Tensión	$\phi P_n = 321.12 \text{ Ton.m}$	$\phi P_n = 322.504 \text{ Ton.m}$	0.43
Acople (Link)	W12X50	Cortante	$\phi V_n = 49.27 \text{ Ton}$	$\phi V_n = 61.425 \text{ Ton}$	19.79
		Flexión	$\phi M_p = 37.11 \text{ Ton.m}$	$\phi M_n = 37.277 \text{ Ton.m}$	0.45

Nota: Elaborado por la sustentante

Tabla 21

Comparación de las capacidades de los elementos con a los cálculos manuales respecto a los valores obtenidos en el programa SAP 2000, para el edificio EBF.

Edificio EBF					
Elemento	Perfil	Acciones de carga	Cálculos manuales	Cálculos SAP 2000	Diferencia %
Columna	W14X211	Flexión	$\phi M_n = 201.31 \text{ Ton.m}$	$\phi M_n = 202.198 \text{ Ton.m}$	0.44
		Compresión	$\phi P_n = 1162.01 \text{ Ton}$	$\phi P_n = 1164.063 \text{ Ton}$	0.18
Viga	W12X58	Flexión	$\phi M_n = 44.60 \text{ Ton.m}$	$\phi M_n = 44.79 \text{ Ton.m}$	0.42
		Cortante	$\phi V_n = 59.50 \text{ Ton}$	$\phi V_n = 59.765 \text{ Ton}$	0.44
Arriostre	W12X60	Compresión	$\phi P_n = 268.42 \text{ Ton}$	$\phi P_n = 267.813 \text{ Ton}$	0.23
		Tensión	$\phi P_n = 357.70 \text{ Ton.m}$	$\phi P_n = 361.286 \text{ Ton.m}$	0.99
Acople (Link)	W12X58	Cortante	$\phi V_n = 47.94 \text{ Ton}$	$\phi V_n = 59.765 \text{ Ton}$	19.79
		Flexión	$\phi M_p = 44.60 \text{ Ton.m}$	$\phi M_n = 44.795 \text{ Ton.m}$	0.44

Nota: Elaborado por la sustentante

Con el resumen de las tablas anteriores se puede mencionar que la mayoría de los cálculos no sobrepasan del 5% de error, excepto los valores de la resistencia por cortante del acople (link), en ambos edificios.

Es por esto, que haciendo un análisis del por qué se destaca esta diferencia, se puede resaltar para su cálculo se requiere el área del alma del link (A_{IW}), y comparando su resultado manual contra el del programa SAP 2000 difieren, por ejemplo, para el edificio mixto EBF con marcos de momento el programa SAP 2000 le da un valor de $A_{IW} = 29.123 \text{ cm}^2$ a diferencia del cálculo manual, guiado del CSCR-10, $A_{IW} = 26.07 \text{ cm}^2$.

Esto demuestra otras de las razones a considerar del por qué es importante realizar cálculos manuales o modelos auxiliares para no depender o dejarse guiar sólo por lo que dicta un programa, es importante considerar siempre las normas o

códigos formulados por varios de los reglamentos que son necesarios para el diseño de una estructura.

Sin embargo, por cuestiones de rapidez se utilizarán los datos del SAP 2000 para el resto del diseño, tomando con fiabilidad de que el resto de los datos difieren en realidad muy poco, donde también se toma en cuenta que el programa usa un valor de $F_y = 3515.35 \text{ kg/cm}^2$ para el acero grado 50, en cambio, para los cálculos manuales se usó un $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$. Otra posible razón del por qué difieren ciertos decimales.

4.3.2. Cumplimiento de los elementos.

Ahora bien, para poder verificar el cumplimiento de los perfiles designados para cada elemento de ambos edificios, se debe hacer la relación demanda contra capacidad, donde la capacidad debe ser mayor que la demanda requerida por el edificio. Esto se resumirá en las siguientes tablas, para cada edificio.

Tabla 22

Cumplimientos de los elementos según relación capacidad y demanda, para el edificio mixto EBF con marcos de momento.

Edificio mixto EBF con marcos de momento					
Elemento	Perfil	Acciones de carga	Demanda	Capacidad	Diferencia %
Columna	W14X211	Flexión	$\phi M_n = 7.96 \text{ Ton.m}$	$\phi M_n = 202.198 \text{ Ton.m}$	96.06
		Compresión	$\phi P_n = 150.72 \text{ Ton}$	$\phi P_n = 1164.063 \text{ Ton}$	87.05
Viga	W12X50	Flexión	$\phi M_n = 18.96 \text{ Ton.m}$	$\phi M_n = 37.277 \text{ Ton.m}$	49.14
		Cortante	$\phi V_n = 18.73 \text{ Ton}$	$\phi V_n = 61.425 \text{ Ton}$	69.50
Arriostre	W10X54	Compresión	$\phi P_n = 22.33 \text{ Ton}$	$\phi P_n = 238.684 \text{ Ton}$	90.65
		Tensión	$\phi P_n = 22.33 \text{ Ton.m}$	$\phi P_n = 322.504 \text{ Ton.m}$	93.08
Acople (Link)	W12X50	Cortante	$\phi V_n = 12.59 \text{ Ton}$	$\phi V_n = 61.425 \text{ Ton}$	79.50
		Flexión	$\phi M_n = 8.72 \text{ Ton.m}$	$\phi M_n = 37.277 \text{ Ton.m}$	76.60

Nota: Elaborado por la sustentante

Tabla 23

Cumplimientos de los elementos según relación capacidad y demanda, para el edificio EBF.

Edificio EBF					
Elemento	Perfil	Acciones de carga	Demanda	Capacidad	Diferencia %
Columna	W14X211	Flexión	$\phi M_n = 7.82 \text{ Ton.m}$	$\phi M_n = 202.198 \text{ Ton.m}$	96.13
		Compresión	$\phi P_n = 150.68 \text{ Ton}$	$\phi P_n = 1164.063 \text{ Ton}$	87.06
Viga	W12X58	Flexión	$\phi M_n = 27.69 \text{ Ton.m}$	$\phi M_n = 41.274 \text{ Ton.m}$	32.91
		Cortante	$\phi V_n = 18.46 \text{ Ton}$	$\phi V_n = 59.765 \text{ Ton}$	69.11
Arriostre	W12X60	Compresión	$\phi P_n = 26.86 \text{ Ton}$	$\phi P_n = 267.813 \text{ Ton}$	89.97
		Tensión	$\phi P_n = 26.86 \text{ Ton.m}$	$\phi P_n = 361.286 \text{ Ton.m}$	92.57
Acople (Link)	W12X58	Cortante	$\phi V_n = 15.17 \text{ Ton}$	$\phi V_n = 59.765 \text{ Ton}$	74.62
		Flexión	$\phi M_n = 10.84 \text{ Ton.m}$	$\phi M_n = 44.795 \text{ Ton.m}$	75.81

Nota: Elaborado por la sustentante

Como se puede apreciar en las tablas anteriores la capacidad es realmente más alto que la demanda, por lo que por ese punto son aceptables, sin embargo, los porcentajes de diferencia son relativamente altos. Cabe destacar que se procuró que ambos edificios no estuvieran sobre diseñados, sin embargo, no se logró disminuir más el peso de los perfiles de ambos edificios debido a que no permitían cumplir con el límite de las derivas.

Otro factor que no permitió disminuir el peso de los perfiles fue al momento de realizar las revisiones de esbeltez y ductilidad, establecidos por el AISC 360-16 y por el CSCR-10 respectivamente. Estos resultados se resumirán en las siguientes tablas para cada edificio.

Tabla 24

Revisión de esbeltez establecidos por el AISC 360-16 para el edificio mixto EBF con marcos de momento.

Edificio mixto EBF con marcos de momento							
Elemento	Perfil W	Acciones de carga	Razón de esbeltez a la que debe cumplir	Revisión de la esbeltez según el AISC 360-16			
				Patín		Alma	
Columna	W14X211	Flexión	Compacta	λ	λ_{pf}	λ	λ_{pw}
			$\lambda < \lambda_{pt} \text{ ó } pw$	5.06	9.31	11.6	92.1
		Compresión	No es esbelta	λ	λ_{rf}	λ	λ_{rw}
			$\lambda < \lambda_{rt} \text{ ó } rw$	5.06	34.92	11.6	92.92
Viga	W12X50	Flexión	Compacta	λ	λ_{pf}	λ	λ_{pw}
			$\lambda < \lambda_{pt} \text{ ó } pw$	6.31	9.31	26.8	92.1
Arriostre	W10X54	Compresión	No es esbelta	λ	λ_{rf}	λ	λ_{rw}
			$\lambda < \lambda_{rt} \text{ ó } rw$	8.31	34.92	21.2	92.92

Nota: Elaborado por la sustentante.

Tabla 25

Revisión de esbeltez establecidos por el AISC 360-16 para el edificio EBF.

Edificio EBF							
Elemento	Perfil W	Acciones de carga	Razón de esbeltez a la que debe cumplir	Revisión de la esbeltez según el AISC 360-16			
				Patín		Alma	
Columna	W14X211	Flexión	Compacta	λ	λ_{pf}	λ	λ_{pw}
			$\lambda < \lambda_{pt} \text{ ó } pw$	5.06	9.31	11.6	92.1
		Compresión	No es esbelta	λ	λ_{rf}	λ	λ_{rw}
			$\lambda < \lambda_{rt} \text{ ó } rw$	5.06	34.92	11.6	92.92
Viga	W12X58	Flexión	Compacta	λ	λ_{pf}	λ	λ_{pw}
			$\lambda < \lambda_{pt} \text{ ó } pw$	7.81	9.31	27.0	92.1
Arriostre	W10X60	Compresión	No es esbelta	λ	λ_{rf}	λ	λ_{rw}
			$\lambda < \lambda_{rt} \text{ ó } rw$	7.43	34.92	18.7	92.92

Nota: Elaborado por la sustentante.

Tabla 26

Revisión de ductilidad establecidos por el CSCR-10 para el edificio mixto EBF con marcos de momento.

Edificio mixto EBF con marcos de momento						
Elemento	Perfil W	Ductilidad a la que debe cumplir	Revisión de la ductilidad según el CSCR-10			
			Patín		Alma	
Columna	W14X211	Ductilidad óptima	λ	λ_{hd}	λ	λ_{hd}
		$\lambda < \lambda_{hd}$	5.06	7.35	11.6	53.34
Viga	W12X50	Ductilidad moderada	λ	λ_{hd}	λ	λ_{hd}
		$\lambda < \lambda_{md}$	6.31	9.31	26.8	92.1
Arriostre	W10X54	Ductilidad moderada	λ	λ_{hd}	λ	λ_{hd}
		$\lambda < \lambda_{md}$	8.13	9.31	21.2	76.25
Acople (Link)	W12X50	Ductilidad óptima	λ	λ_{hd}	λ	λ_{hd}
		$\lambda < \lambda_{hd}$	6.31	7.35	26.8	60.01

Nota: Elaborado por la sustentante.

Tabla 27

Revisión de ductilidad establecidos por el CSCR-10 para el edificio EBF.

Edificio EBF						
Elemento	Perfil W	Ductilidad a la que debe cumplir	Revisión de la ductilidad según el CSCR-10			
			Patín		Alma	
Columna	W14X211	Ductilidad óptima	λ	λ_{hd}	λ	λ_{hd}
		$\lambda < \lambda_{hd}$	5.06	7.35	11.6	54.34
Viga	W12X58	Ductilidad moderada	λ	λ_{hd}	λ	λ_{hd}
		$\lambda < \lambda_{md}$	7.81	9.31	27	92.1
Arriostre	W10X60	Ductilidad moderada	λ	λ_{hd}	λ	λ_{hd}
		$\lambda < \lambda_{md}$	7.43	9.31	18.7	74.98
Acople (Link)	W12X58	Ductilidad óptima	λ	λ_{hd}	λ	λ_{hd}
		$\lambda < \lambda_{hd}$	7.81	7.35	27	60.01

Nota: Elaborado por la sustentante.

De las tablas anteriores se puede analizar que para ambos edificios la ductilidad y esbeltez cumplen con los límites establecidos por sus respectivos códigos, por lo que en resumen el cumplimiento de los requerimientos del diseño de los elementos son aceptados.

4.3.4. Cumplimiento del link

A continuación, se mostrarán los pasos y cálculos necesarios para el detallamiento del acople (link) de los marcos arriostrados excéntricamente.

Primeramente, se hará una comprobación de la longitud del link la cual deberá cumplir con la ecuación $e < \frac{2.6Mp}{Vp}$. Demostrado en el siguiente cálculo.

- Cálculo para comprobación de la longitud del acople (link) para el edificio mixto EBF con marcos de momento.

$$e < \frac{2.6Mp}{Vp}$$

$$e < \frac{2.6 * 41238 \text{ kg.m}}{54740.79 \text{ kg}}$$

$$e < 1.96 \text{ m}$$

- Cálculo para comprobación de la longitud del acople (link) para el edificio EBF.

$$e < \frac{2.6Mp}{Vp}$$

$$e < \frac{2.6 * 49554 \text{ kg.m}}{51182.32 \text{ kg}}$$

$$e < 2.42 \text{ m}$$

Como el valor de $e=1.5\text{m}$, las ecuaciones anteriores demuestran que hay un cumplimiento con la longitud del link requerida para ambos edificios.

Seguidamente se calculará el ángulo de rotación del acople (link) para cada edificio con sus respectivos desplazamientos, en los cuales el ángulo de rotación no debe exceder el límite de 0.02 radianes para acoples con longitudes de $2.6 Mp/Vp$

ó mayores. Estos resultados se muestran en las siguientes tablas para cada edificio, donde se utilizaron las ecuaciones 27 y 28, descritas en el procedimiento metodológico para la elaboración del proyecto.

Tabla 28.

Cálculos obtenidos para los ángulos de rotación del acople (link) con los desplazamientos obtenidos del edificio mixto EBF con marcos de momento.

Edificio mixto EBF con marcos de momento						
Nivel	δ_i (en SX)	δ_i (en SY)	Δ_i (en x)	Δ_i (en y)	γ_p (en x)	γ_p (en y)
	(m)	(m)				
N1	0.0023	0.0032	0.007	0.010	0.01	0.01
N2	0.0060	0.0076	0.012	0.014	0.01	0.02
N3	0.0093	0.0111	0.010	0.011	0.01	0.01
N4	0.0117	0.0132	0.007	0.007	0.01	0.01

Nota: Elaborado por la sustentante.

Tabla 29

Cálculos obtenidos para los ángulos de rotación del acople (link) con los desplazamientos obtenidos del edificio EBF.

Edificio EBF						
Nivel	δ_i (en SX)	δ_i (en SY)	Δ_i (en x)	Δ_i (en y)	γ_p (en x)	γ_p (en y)
	(m)	(m)				
N1	0.0023	0.0032	0.007	0.010	0.01	0.01
N2	0.0062	0.0078	0.012	0.014	0.01	0.02
N3	0.0098	0.0115	0.011	0.012	0.01	0.01
N4	0.0126	0.0140	0.009	0.008	0.01	0.01

Nota: Elaborado por la sustentante.

Como se puede apreciar en las tablas anteriores, cada nivel cumple con el ángulo límite de rotación para ambos edificios.

Ahora bien, se calculará el requisito de análisis según el punto 10.6.3.3 del CSCR-10, utilizando la ecuación 26 descrita en el procedimiento metodológico para la elaboración del proyecto. Estos resultados se mostrarán seguidamente para cada edificio.

- Cálculo para comprobación del requisito de análisis para la capacidad en cortante ajustada del del acople (link) para el edificio mixto EBF con marcos de momento.

$$V_{link} = Vn * Ry * 1.25$$

$$V_{link} = 54740.79 \text{ kg} * 1.1 * 1.25$$

$$V_{link} = 75269 \text{ kg}$$

- Cálculo para comprobación del requisito de análisis para la capacidad en cortante ajustada del del acople (link) para el edificio EBF.

$$V_{link} = Vn * Ry * 1.25$$

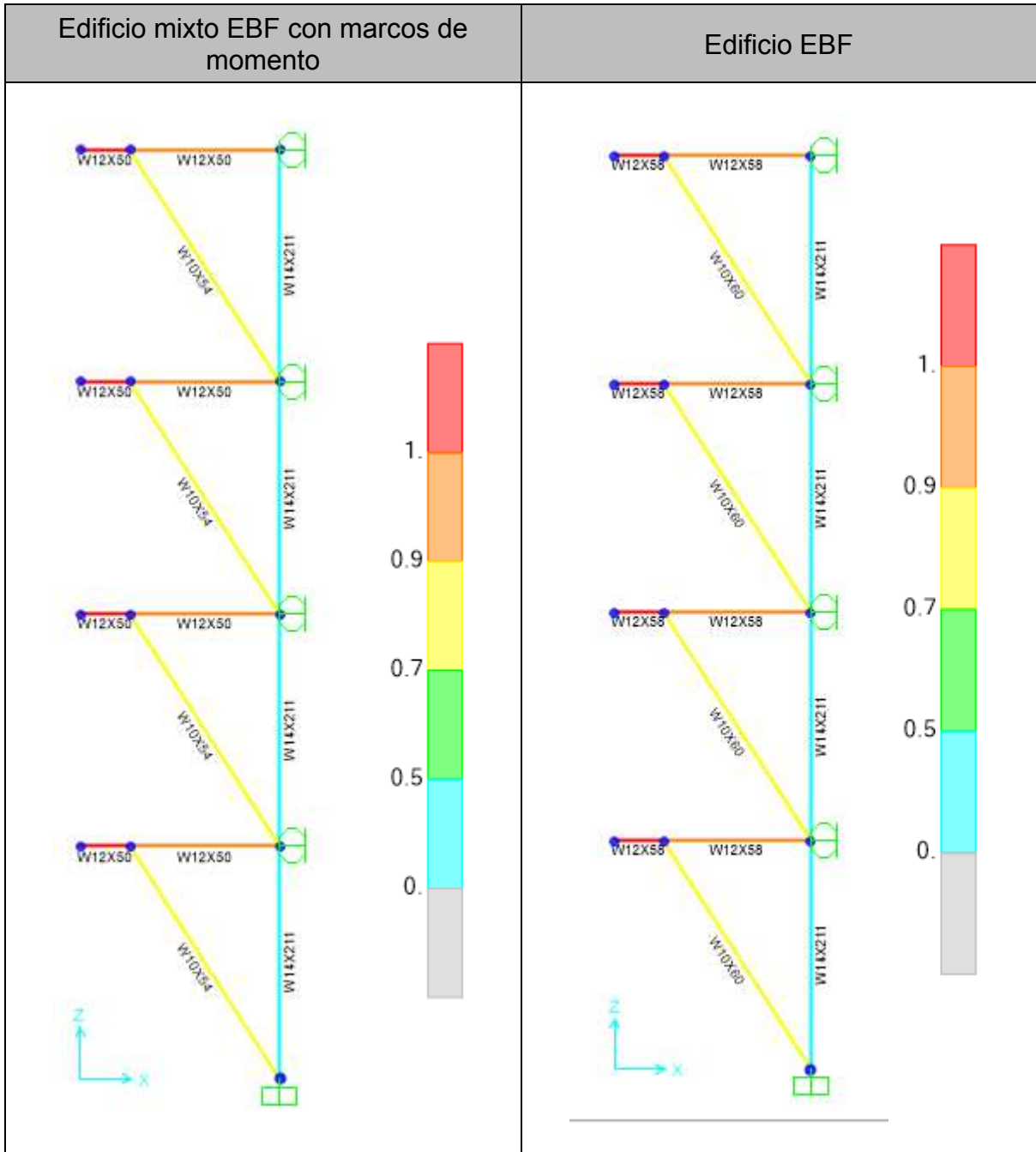
$$V_{link} = 53261.31 \text{ kg} * 1.1 * 1.25$$

$$V_{link} = 73234 \text{ kg}$$

Finalmente se realizará la comprobación de los pasos anteriores con un modelo auxiliar específico para cada edificio; es decir con sus respectivos perfiles y valores de V_{link} . Su resultado se muestra en la siguiente figura.

Figura 51

Modelos auxiliares, de ambos edificios, para la comprobación del requisito de análisis según punto 10.6.3.3 del CSCR-10.



Nota: Elaborado por la sustentante en el programa SAP 2000

Como se puede apreciar en la figura anterior, el programa SAP 2000 muestra en cada elemento un rango aceptable para cada edificio, por lo que se puede dar finalmente aceptado el diseño del acople para ambos edificios.

Por todo lo anterior se puede hacer una comprobación final para toda la estructura con ayuda del programa SAP 2000, el cual va mostrar en cada elemento un rango designado por diferentes colores, en donde si llegan al color rojo significa que hay algún incumplimiento de algún código ó la demanda sea mayor que la capacidad.

Este análisis del programa SAP 2000 se demuestran en las siguientes figuras para cada edificio.

Figura 52

Diseño del edificio mixto EBF con marcos de momento en el programa SAP 2000.

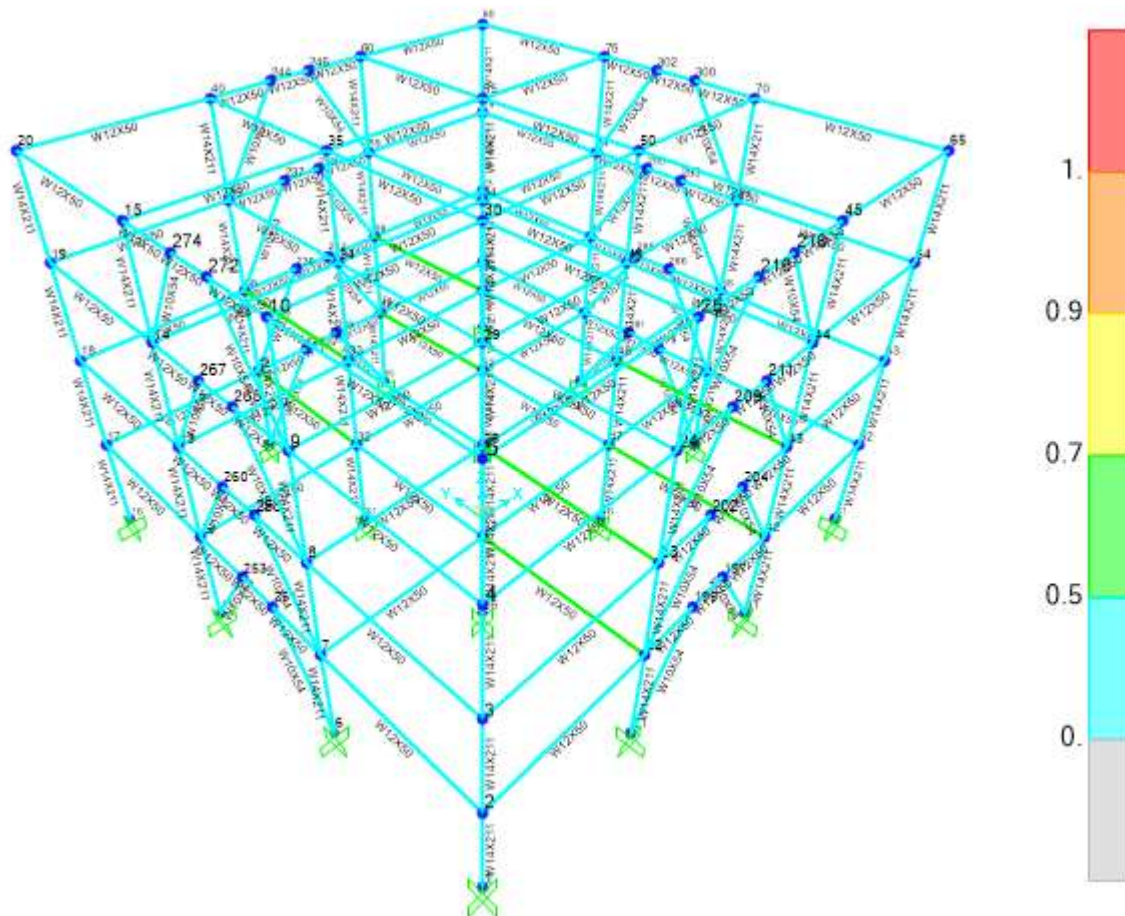
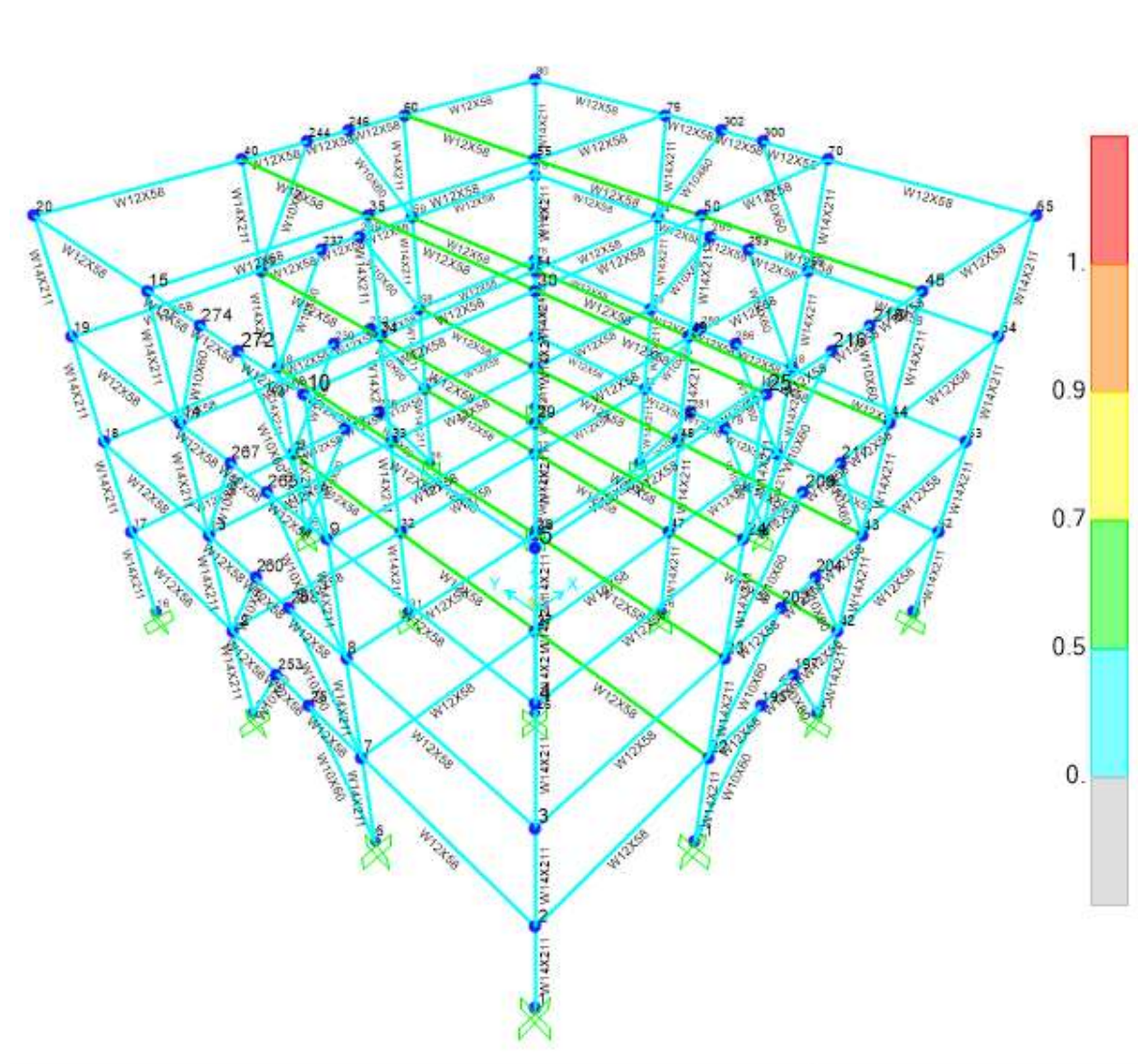


Figura 53

Diseño del edificio EBF en el programa SAP 2000.



Nota: Elaborado por la sustentante

Las figuras anteriores muestran un rango aceptable en cada elemento en ambos edificios, por lo tanto, se da por finalizado el diseño total de ambos edificios, ya que ambos cumplen con cada procedimiento necesario para su diseño.

4.4. Análisis tipo Pushover en el programa SAP 2000

A continuación, se mostrarán los resultados obtenidos por el método Pushover, primeramente, se analizará su comportamiento individual para cada edificio con sus respectivos ejes, seguidamente se procederá a comparar ambos comportamientos con sus respectivos ejes. Y finalmente, con ayuda del método espectral dinámico se obtendrá la gráfica de aceleración y desplazamiento espectral de los edificios con sus respectivos ejes.

4.4.1. Pushover en el edificio mixto EBF con marcos de momento.

En la tabla siguiente se muestran los resultados al aplicar una carga creciente sobre el edificio, en donde dichas fuerzas generan ciertos desplazamientos, cada uno con su respectivo eje.

Tabla 30.

Resultados de los desplazamientos generados al aplicar cargas crecientes, en el edificio mixto EBF con marcos de momento.

Edificio mixto EBF con marcos de momento					
Eje X			Eje Y		
Paso ("Step")	Cortante basal	Desplazamiento m	Paso ("Step")	Cortante basal	Desplazamiento m
	(Ton)			(Ton)	
0	0.00	0.00	0	0.00	0.00
1	368.61	0.06	1	319.64	0.05
2	784.30	0.18	2	631.93	0.16
3	936.85	0.26	3	688.09	0.19
4	1006.99	0.36	4	782.20	0.30
5	1013.14	0.38	5	832.68	0.39
6	1021.94	0.44	6	861.20	0.49
7	1023.27	0.46	7	868.56	0.52
8	990.73	0.63	8	876.89	0.57
9	990.73	0.63	9	874.01	0.69

Nota: Elaborado por la sustentante

En la tabla anterior se puede mostrar que en el segundo paso ya la estructura en ambos ejes entra en la etapa de resistencia remanente, donde con una fuerza

de 784.30 Ton la estructura se desplaza 0.18 m para el eje x, en el caso del eje y con una carga menor de 631.93 Ton se desplaza 0.16 m.

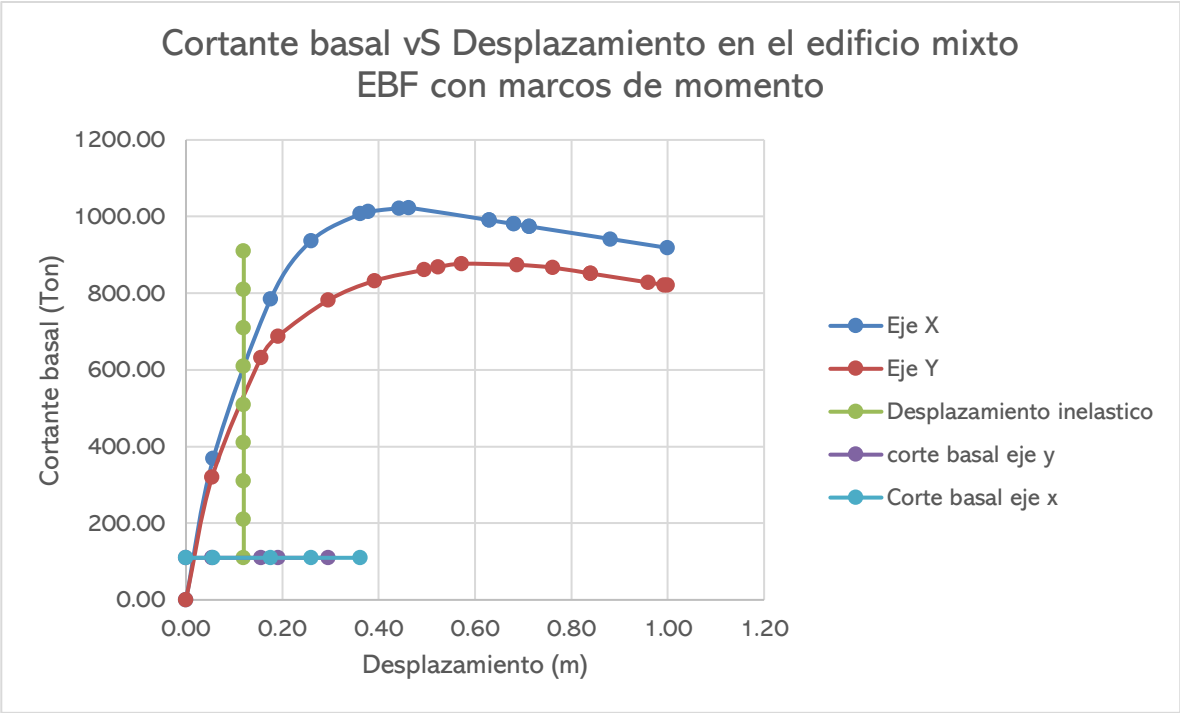
Sin embargo, a pesar de que, a nivel de diseño, rápidamente entra en esta zona de fallas y eventualmente en colapso, la estructura tiene un daño generalizado hasta en el paso 8 y 9 de los ejes “y” y “x”, respectivamente. Donde con unas fuerzas de 876.89 Ton y 990.73 Ton, generan desplazamientos de 0.57 m y de 0.63m, en los ejes “y” y “x”, respectivamente.

Por lo anterior, también cabe destacar la gran capacidad de más de 1000 Ton que logra el edificio mixto en resistencia máxima.

Para mostrarlo de una manera más gráfica se realizó la siguiente figura, en la cual se agregó una línea que representara el desplazamiento inelástico de las curvas de capacidad.

Figura 54

Grafica de cortante basal vs desplazamiento para el edificio mixto EBF con marcos de momento para ambos ejes.

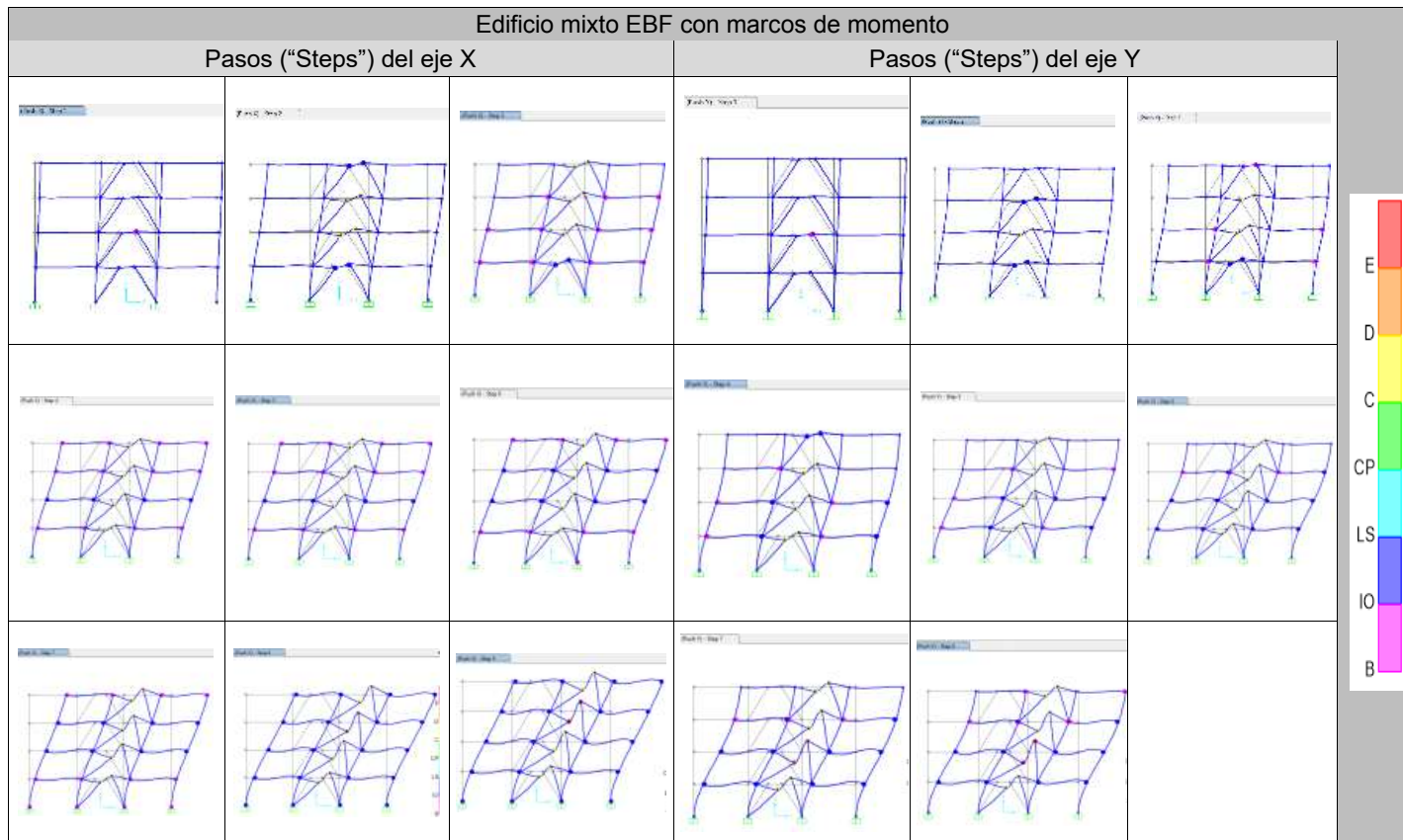


Nota: Elaborado por la sustentante.

Ahora bien, en la siguiente tabla se hizo un resumen de los pasos con su correspondiente eje, para poder visualizarlo de una mejor manera.

Tabla 31.

Pasos ("Steps") del edificio mixto EBF con marcos de momento, por el método Pushover.



Nota: Elaborado por la sustentante en el programa SAP 2000.

4.4.2. Pushover en el edificio EBF.

En la tabla siguiente se muestran los resultados al aplicar una carga creciente sobre el edificio, en donde dichas fuerzas generan ciertos desplazamientos, cada uno con su respectivo eje.

Tabla 32.

Resultados de los desplazamientos generados al aplicar cargas crecientes, en el edificio EBF.

Edificio EBF					
Eje X			Eje Y		
Paso ("Step")	Cortante basal	Desplazamiento	Paso ("Step")	Cortante basal	Desplazamiento
	(Ton)	m		(Ton)	m
0	0.00	0.00	0	0.00	0.00
1	335.88	0.06	1	289.34	0.06
2	456.85	0.11	2	358.63	0.08
3	519.01	0.15	3	423.84	0.12
4	539.47	0.19	4	465.58	0.16
5	533.19	0.35	5	469.50	0.17
6	530.13	0.43	6	486.08	0.27
7	519.68	0.59	7	486.02	0.27
8	519.68	0.59	8	431.04	0.41
9	516.73	0.63	9	376.05	0.54
10	516.73	0.63	10	348.86	0.60
11	516.38	0.64	11	348.86	0.60

Nota: Elaborado por la sustentante

En la tabla anterior se puede mostrar que en el tercer paso ya la estructura en ambos ejes entra en la etapa de resistencia remanente, donde con una fuerza

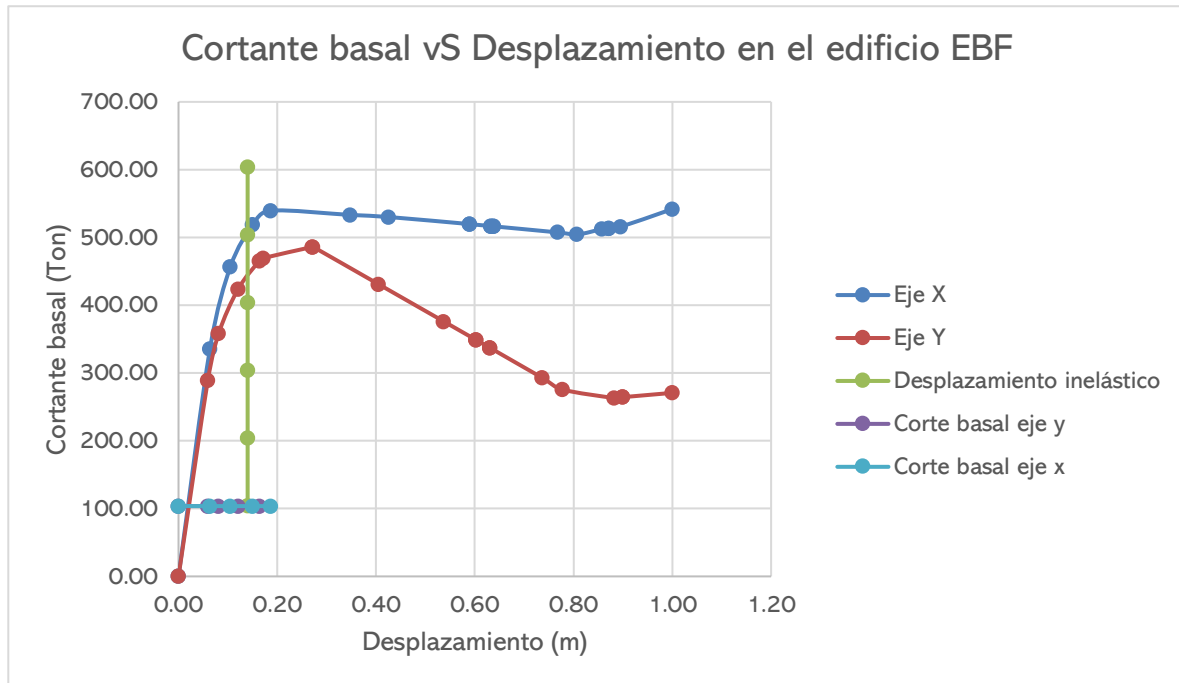
de 519.01 Ton la estructura se desplaza 0.15 m para el eje x, en el caso del eje y con una carga menor de 423.84 Ton se desplaza 0.12 m.

Sin embargo, a pesar de que, a nivel de diseño, rápidamente entra en esta zona de fallas y eventualmente en colapso, la estructura tiene un daño generalizado hasta en el paso 8 y 11 de los ejes “x” y “y”, respectivamente. Donde con unas fuerzas de 519.68 Ton y 348.86 Ton, generan desplazamientos de 0.59 m y de 0.60 m, en los ejes “y” y “x”, respectivamente.

Para mostrarlo de una manera más gráfica se realizó la siguiente figura, en la cual se agregó una línea que representara el desplazamiento inelástico de las curvas de capacidad.

Figura 55.

Grafica de cortante basal vs desplazamiento para el edificio EBF con ambos ejes.

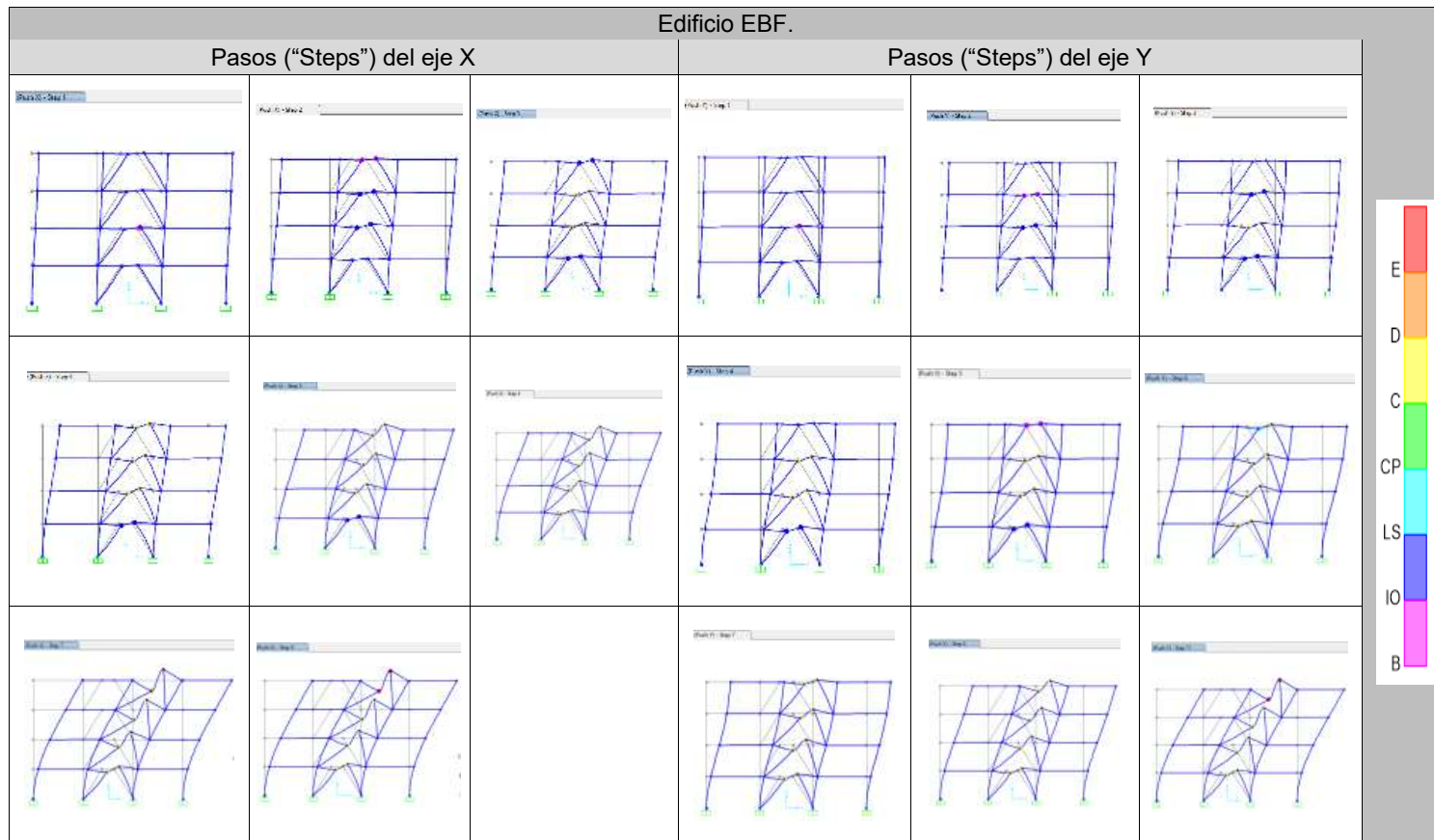


Nota: Elaborado por la sustentante.

Ahora bien, en la siguiente tabla se hizo un resumen de los pasos con su correspondiente eje, tomados del programa SAP 2000 para visualizarlo de una mejor manera.

Tabla 33.

Pasos ("Steps") del edificio EBF, por el método Pushover.



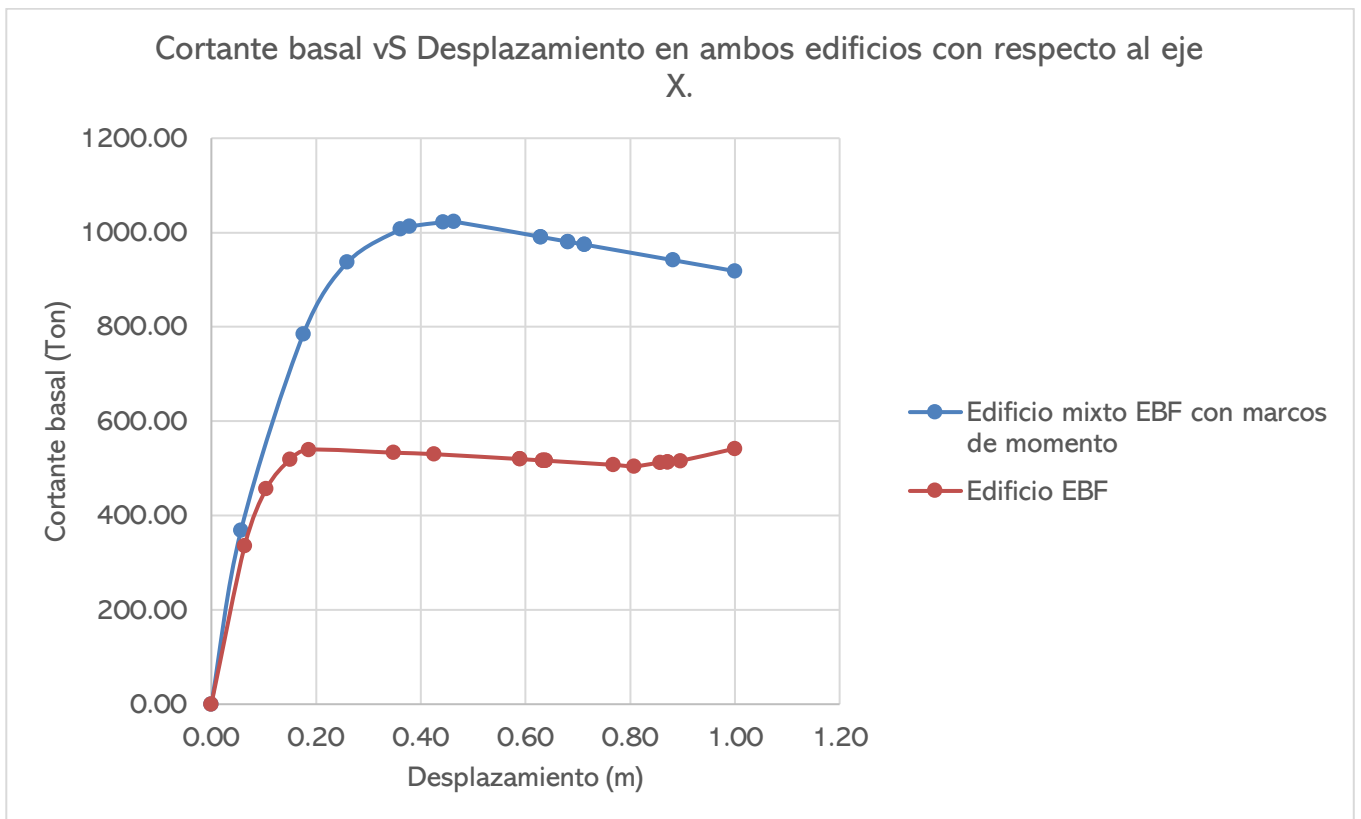
Nota: Elaborado por la sustentante en el programa SAP 2000

4.4.3. Comparación de los resultados del Pushover para ambos edificios.

Seguidamente se hará una comparación gráfica para ambos edificios de los desplazamientos generados por sus respectivas fuerzas, cada gráfica con su respectivo eje.

Figura 56

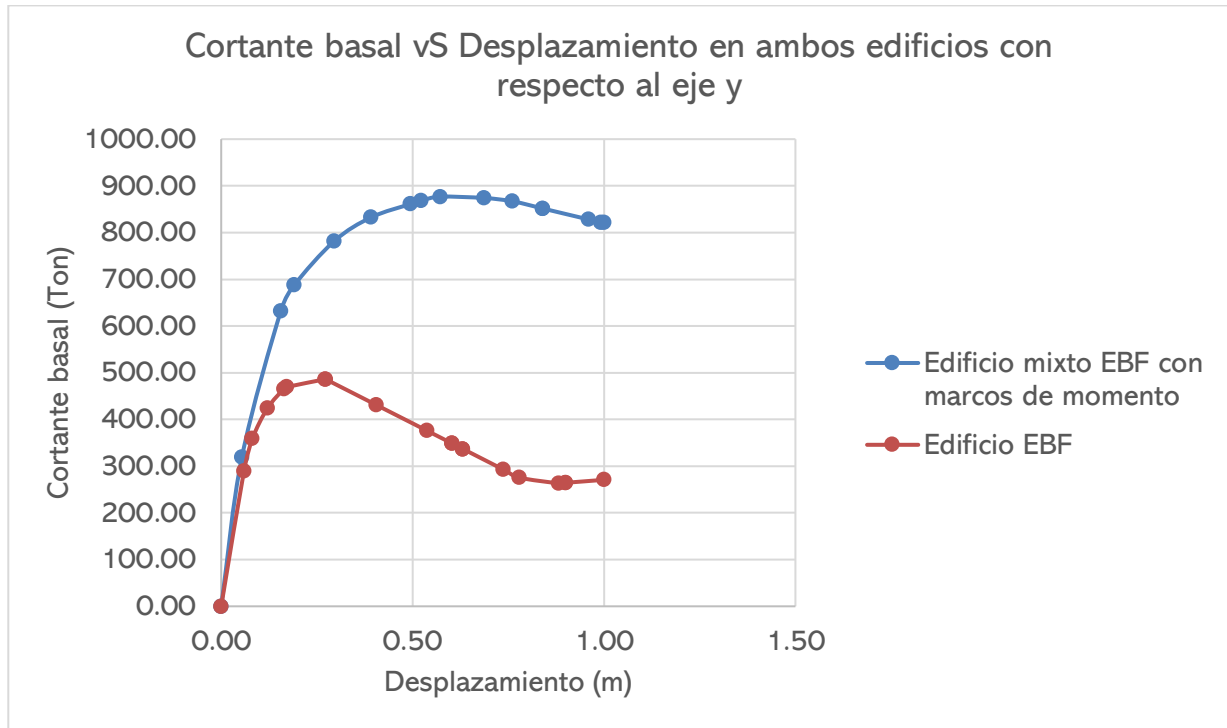
Comparación de ambos edificios sobre la sobreposición de la respuesta por capacidad evaluados en el eje x.



Nota: Elaborado por la sustentante

Figura 57

Comparación de ambos edificios sobre la sobreposición de la respuesta por capacidad evaluados en el eje y.



Nota: Elaborado por la sustentante

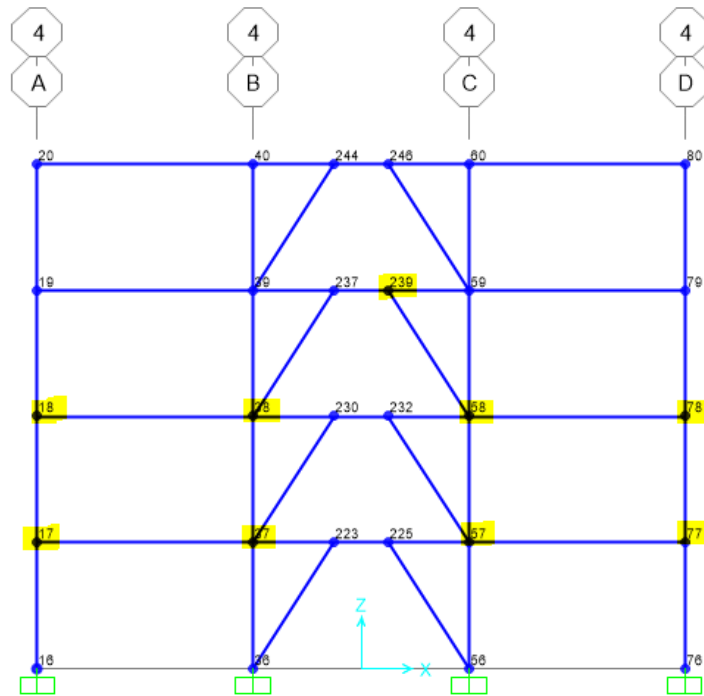
De los dos gráficos anteriores se puede notar que el edificio mixto EBF con marcos de momento tiene una mayor resistencia máxima por capacidad que el del edificio EBF, sin embargo, la demanda consumida es realmente poca comparada a la capacidad que brindan los edificios.

4.4.4. Rotaciones

A continuación, se presentarán los datos obtenidos en las rotaciones del edificio mixto EBF con marcos de momento, estas se harán en puntos donde la estructura presenta sus primeras fallas, es decir en los links y ciertos marcos de momento que se pudieron apreciar en la figura 31, para ambos ejes.

Figura 58

Puntos donde se obtendrán los valores de las rotaciones en el eje X, para el edificio mixto EBF con marcos de momento.



Nota: Elaborado por la sustentante en el programa SAP 2000.

Tabla 34

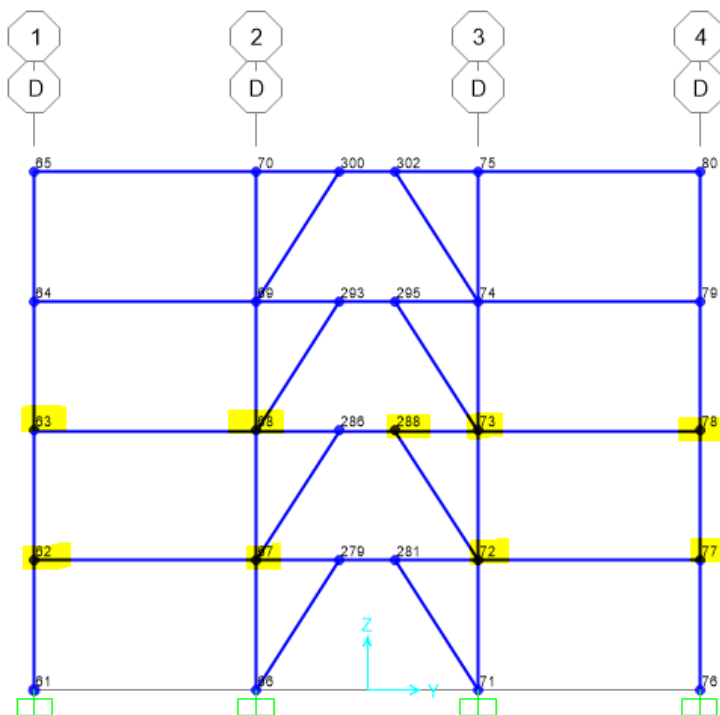
Rotaciones en el eje X del edificio mixto EBF con marcos de momento.

Rotaciones en el edificio mixto EBF con marcos de momento en el eje X				
Punto	Paso 1	Paso 2	Paso 3	Paso 4
239	-0.00323	0.00294	0.01227	0.02343
18	0.00485	0.05164	0.02392	0.03322
17	0.00478	0.01419	0.02031	0.02658
38	0.00507	0.01597	0.02422	0.03342
37	0.00476	0.01398	0.01991	0.02595
58	0.00508	0.01598	0.02424	0.03344
57	0.00479	0.01401	0.01993	0.02597
78	0.00484	0.01563	0.02393	0.03322
77	0.00476	0.01418	0.0203	0.02657

Nota: Elaborado por la sustentante.

Figura 59

Puntos donde se obtendrán los valores de las rotaciones en el eje Y, para el edificio mixto EBF con marcos de momento.



Nota: Elaborado por la sustentante en el programa SAP 2000.

Tabla 35

Rotaciones en el eje Y del edificio mixto EBF con marcos de momento.

Rotaciones en el edificio mixto EBF con marcos de momento en el eje Y				
Punto	Paso 1	Paso 2	Paso 3	Paso 4
288	0.00421	0.00541	0.01043	0.02369
63	0.00449	0.0137	0.01716	0.0279
62	0.00523	0.015	0.01852	0.02804
68	0.00458	0.01425	0.01793	0.02915
67	0.00479	0.01419	0.01764	0.02675
73	0.00496	0.01461	0.01814	0.02903
72	0.00526	0.01465	0.01797	0.02674
78	0.00398	0.01319	0.01673	0.02798
77	0.00461	0.01438	0.01809	0.02794

Nota: Elaborado por la sustentante.

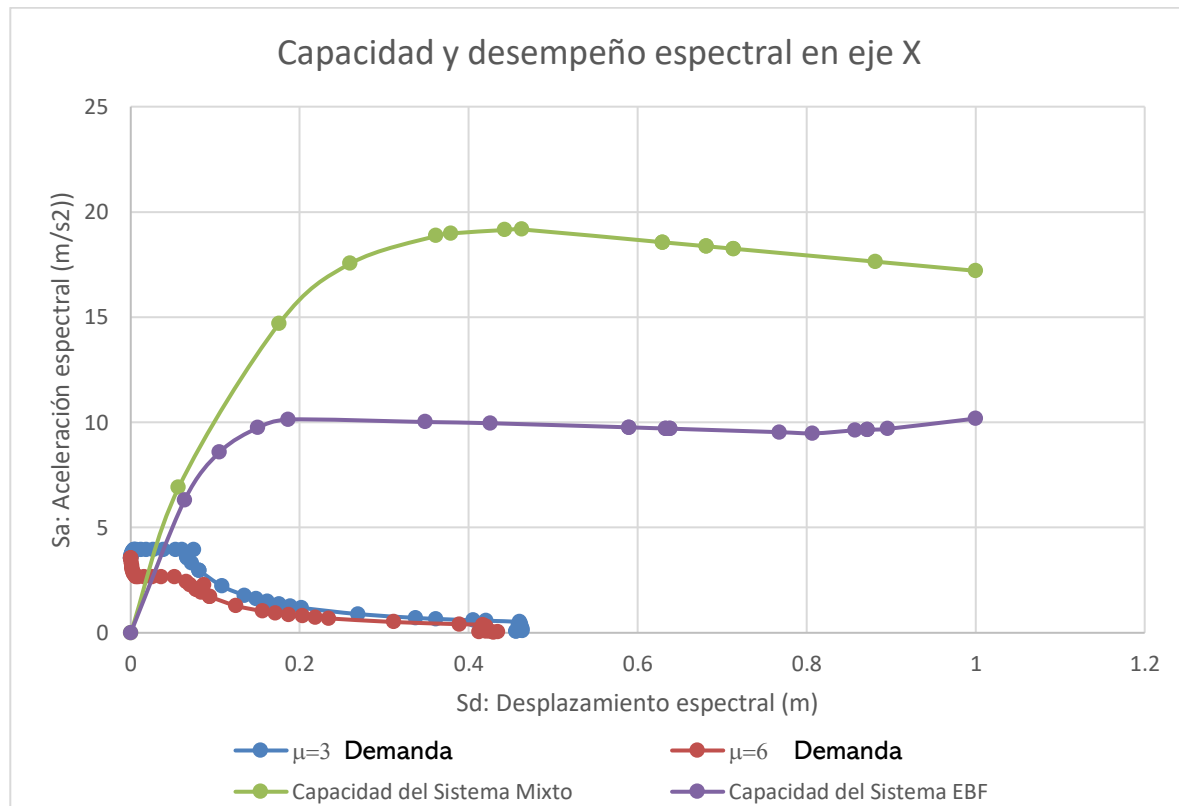
Por los datos obtenidos anteriormente, se puede mencionar los valores límites de rotación que utiliza el SAP 2000 para el método de análisis no lineal, Pushover; estos “Parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales: vigas de acero estructural y columnas: acciones de flexión” se muestra en el **anexo 13** del presente documento, tomados del ASCE/SEI 41-17 (2017).

4.4.5. Aceleración y desplazamiento espectral de los edificios.

A continuación, se presentarán los resultados obtenidos sobre la capacidad espectral de ambos edificios, en conjunto con su capacidad. Para así poder determinar gráficamente la demanda espectral para una ductilidad $\mu = 6$ (usada para el diseño) y $\mu = 3$ como punto de comparación.

Figura 60

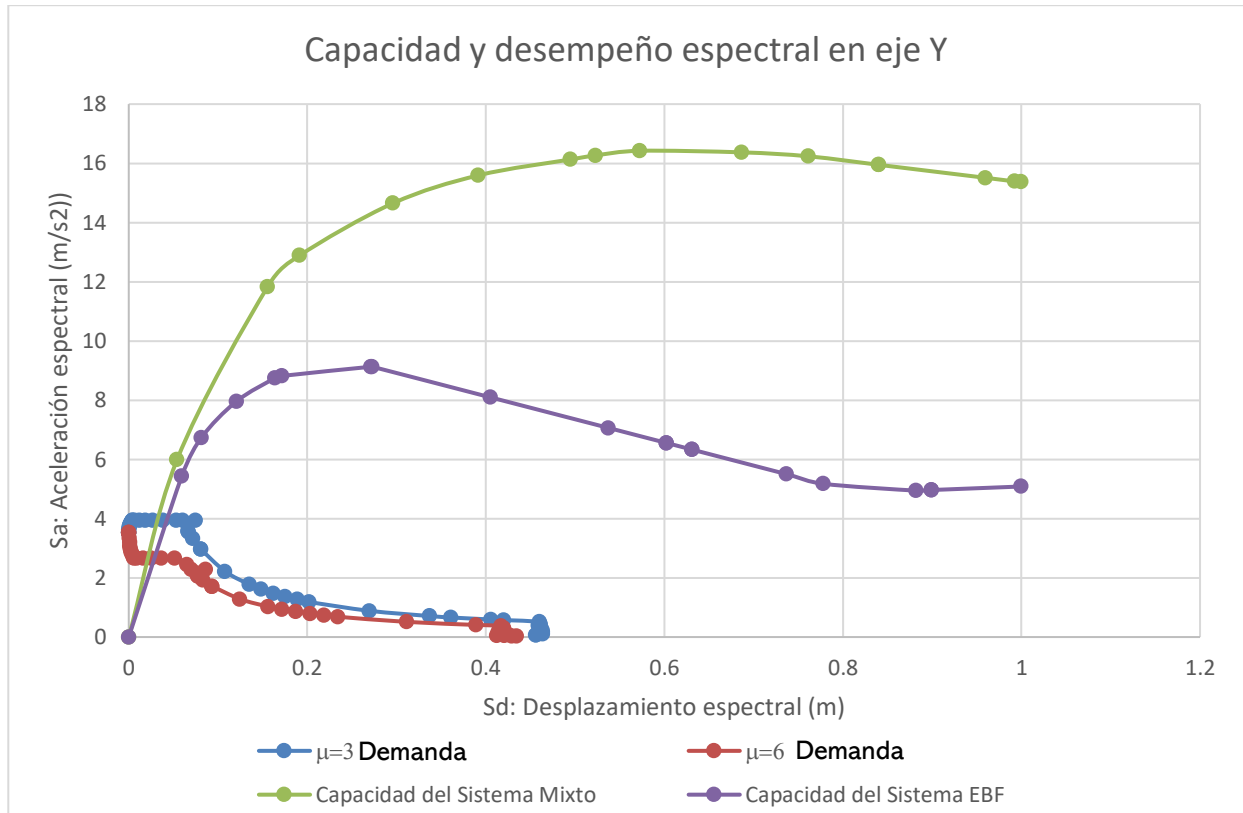
Capacidad y desempeño espectral de ambos edificios en el eje X



Nota: Elaborado por la sustentante

Figura 61

Capacidad y desempeño espectral de ambos edificios en el eje Y.



Nota: Elaborado por la sustentante

Por las gráficas anteriores se puede notar que la ductilidad esperada; es decir, la que se supuso en el diseño ($\mu = 6$), se encuentra en el rango de la demanda consumida, y la ductilidad de $\mu = 3$ aunque se encuentre un poco más abajo, igual pasa por la demanda consumida de ambos edificios, en ambos ejes.

Cabe destacar que los valores y resultados obtenidos de los anteriores gráficos se encuentran en los anexos 11 y 12 del presente documento.

Ahora bien, con todo a lo anterior surge la incógnita del por qué, a pesar de que el diseño en ambos edificios esta sobre diseñado y cumple con todos los códigos de las normas estipuladas por el AISC y el CSCR-10, la estructura llega

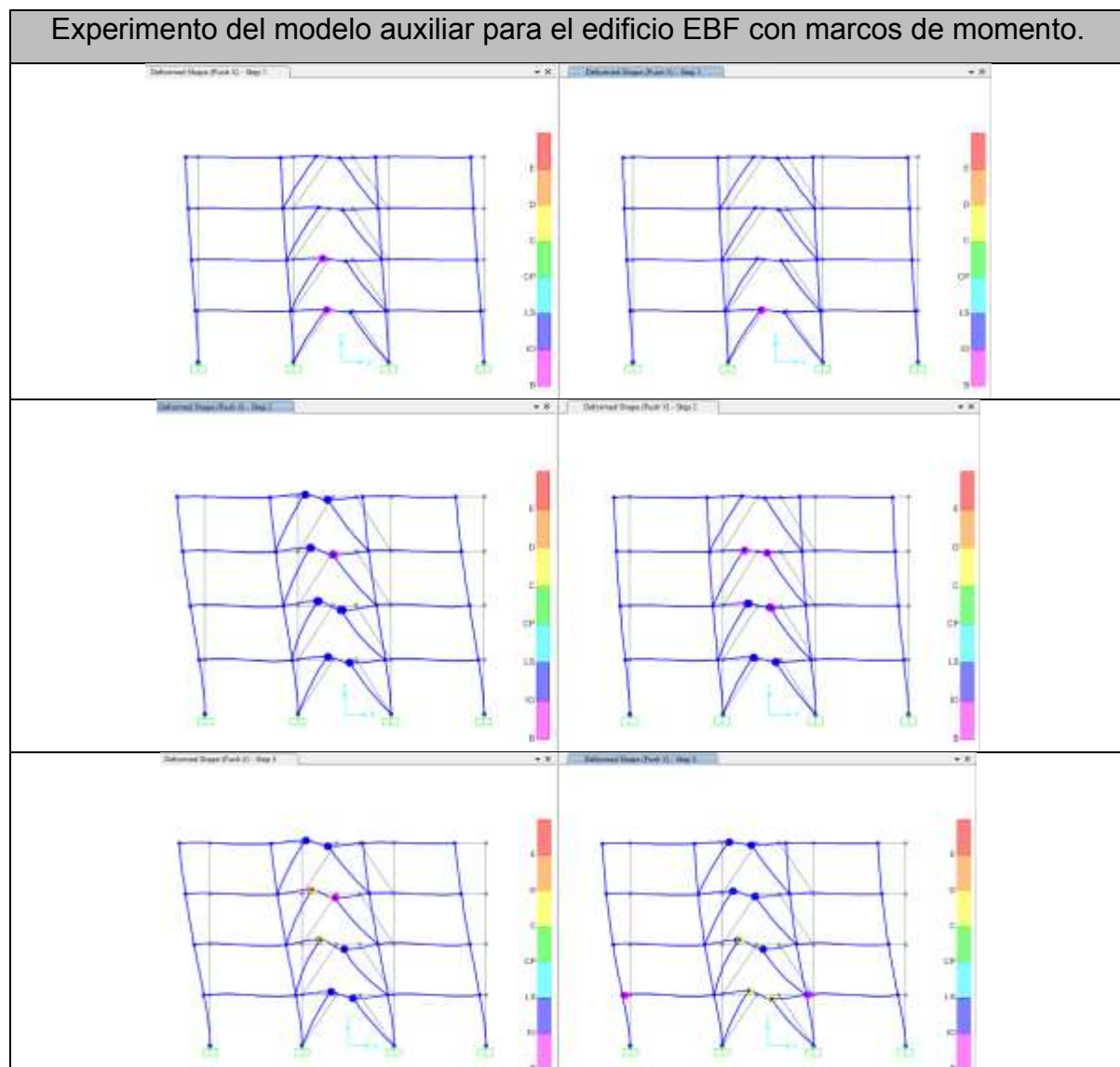
solamente al primer paso (“Step”) por que entra en la etapa de resistencia remanente en el segundo paso (“Step”).

Es por esto que como experimento se pensó en aumentar los perfiles W de los lugares donde fallaba, primeramente; en el 3er y 2do nivel de los edificios mixto y EBF, respectivamente, específicamente en las vigas que rodeaban los links.

Este experimento se muestra en el siguiente modelo auxiliar, donde a pesar de notar una mejoría en la capacidad de los nodos que fallaban, no hubo realmente mucho cambio, pues en el paso 3 ya la estructura entra en zona de colapso.

Tabla 36

Experimento del modelo auxiliar para el edificio EBF con marcos de momento.



Nota: Elaborado por la sustentante en el programa sap 2000.

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Se logró diseñar un edificio con un sistema mixto (EBF con marcos de momento) y un edificio con un sistema EBF, respetando las normativas de los códigos internacionales del AISC y las del Código sísmico de Costa Rica.
- Se logró desarrollar la curva de capacidad del sistema mixto EBF con MF y con el sistema EBF definido por el código sísmico AISC-341 para comparar el nivel de capacidad entre los dos sistemas, en la que se concluye que el nivel de capacidad del edificio mixto es mayor que la capacidad que soporta el edificio EBF.
- Se logró realizar un análisis de desempeño del sistema mixto EBF con MF y el sistema EBF que permita comparar el nivel de demanda entre los dos sistemas, en la que se concluye que a pesar de que la capacidad que soporta el edificio mixto EBF con marcos de momento es mayor que la del edificio EBF, la demanda consumida es realmente poca comparada con su capacidad, por lo que no valdría la pena elaborar un sistema tan complejo y costoso cuando no se necesitaría tanta capacidad.
- Se logró determinar las rotaciones en las conexiones del sistema de marcos de momento y en el link para ambos ejes, las cuales fueron seleccionadas por ser las que generaron mayores rotaciones en el sistema.
- Se logró determinar el mecanismo inelástico del sistema mixto EBF con MF, en la que se logró evaluar y demostrar el efecto de la redundancia de los marcos EBF con marcos de momento, donde se concluye que al fallar los marcos EBF se va a recargar hacia los marcos de momento.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda realizar una actualización en el Código Sísmico de Costa Rica del 2010 (Revisión 2014) respecto a las normas actuales de los códigos internacionales del AISC, especialmente en el análisis de la ductilidad del tipo de estructura dual.
- Se recomienda aumentar las resistencias en los links y en las vigas que están fuera de los links, para obtener una mayor capacidad del edificio.
- Se recomiendan realizar los cálculos respectivos para averiguar el punto de desempeño de cada estructura.
- Al determinar rotaciones en los marcos que acompañan al link, obtenidas en el presente proyecto, se recomienda determinar con ellas el tipo de conexiones que requiera la estructura, ya que, las conexiones dependen de las rotaciones.

REFERENCIAS

- Acosta N. (2005). *Análisis del Comportamiento No Lineal y de la Demanda de Ductilidad de Marcos de Acero Estructural tipo Marco Especial (SMF)*. <http://repositorio.sibdi.ucr.ac.cr:8080/jspui/bitstream/123456789/1491/1/26165.pdf>
- ASCE/SEI 7-16 (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Published by American Society of Civil Engineers, Manufactured in the United States of America. Reston, Virginia.
- ACSE/SEI 41-13 (s.f.) *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia, USA: Editorial American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI 41-17 (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Published by American Society of Civil Engineers, Manufactured in the United States of America. Reston, Virginia.
- Aguilar, R.; Revelo, M. y Tapia, W. (s.f.) *Análisis de conexiones viga- columna de acuerdo al código ACI 318SR-05*. https://d1wqtxts1xzle7.cloudfront.net/40622750/Conexiones-viga-columna.pdf?1449198575=&response-content-disposition=inline%3B+filename%3DConexiones_viga_columna.pdf&Expires=1627848382&Signature=egLp4i--BoNI1HMAzzlhc5oYv5uWSa49DZqT66L84NX4Yr6CLH2PUcH9APJuHurahRpvLtBdZBALJ1MYSMadRWPMfqfQkEU6snRWCuQwHa5Uyh0soFfkgobHV8euoh~1IViHVnPG4bKbS9C4G4qoF8t3yYMfd~k--v2PyYclfp6kldVhHzA8v2EPmRGN1~~ieigj0GHj2et7vUOzpwBFXHX4GG8FGhN2DDnNvq5RO2xWfMAftjlbNIFZOTRe9IEtUck1xyYYfxPgQoCv6mBWlpWxiR-q488G6L06JZR6CP9e3zbLZt~2~mgcks3RtjmbmbFWPzbYUiXwYTviWOIRQ_&Key-Pair-Id=APKAJLOHF5GGSLRBV4ZA
- AISC (s.f.) *American Institute of Steel Construction (AISC)*. <https://www.aisc.org/>

AISC, (2016), *ANSI/AISC 341-16, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, IL.
<https://www.aisc.org/publications/steel-standards/>

Álvarez E., Ruiz J. y Andrial E. (2016) *Análisis No Lineal Pushover de un edificio público de 5 pisos rigidizado mediante pórticos espaciales dúctiles de hormigón armado*.
http://ropdigital.ciccp.es/pdf/publico/2016/2016_diciembre_3582_04.pdf

ASCE (2016) *ASCE/SEI 7-16. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers. Reston, VA.

ATC-40 (1996) *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1*. California, USA: Editorial Applied Technology Council

ANSI/AISC 341-16 (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*.
<https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/seismic-provisions-for-structural-steel-buildings-ansi-aisc-341-16.pdf>

ANSI/AISC 360-16 (2016). *Especificación para construcciones de acero*.
https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/publicacion/especificacion_para_construcciones_de_acero_-_aisc_360-16_0.pdf

Botez M. (2014) *Plastic Hinge vs. Distributed Plasticity in the Progressive Collapse Analysis*.
https://www.researchgate.net/figure/M3-plastic-hinge-behavior_fig2_268807094

Bruneau, M.; Ming, C. y Sabelli, R. (s.f.) *Ductile Design of Steel Structures*.
<http://aghababaie.usc.ac.ir/files/1520061838639.pdf>

Burgos M. (s.f.) *Diseño por capacidad en edificaciones aporricadas de Concreto armado para ser incorporada a la norma peruana E-060 como alternativa de diseño*. <https://www.mabieperu.com/publicaciones/publicacion01.pdf>

CFIA (2014) *Código sísmico de Costa Rica 2010 (Revisión 2014)*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica

- Chacón G. (s.f.) *Conexiones de estructuras de acero y consideraciones sísmicas*. Costa Rica. Universidad Latina de Costa Rica
- Chopra A., Goel R. (1999): *Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems*. University of California. Berkeley, California, EUA.
- Crisafulli F. (2018) *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/publicacion/disen%C3%B3_sismorresistente_de_construcciones_de_acero-5ta_ed.pdf
- FEMA 307 (1998): *Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings*. California, EUA.
- FEMA 440 (2005) *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. California, USA: Editorial nehrp
- Fula J. & Carrillo J. (2017) *Demostración y modelado del impacto ocasionado por el factor de redundancia estructural en momentos donde se ocasionen sismos*. <https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/14542/1/TRABAJO%20DE%20GRADO%20FINAL.pdf>
- Godínez E. (2014) *Importancia de la redundancia estructural en el diseño sísmico*. https://www.researchgate.net/publication/273490565_Importancia_de_la_redundancia_estructural_en_el_dise%C3%B1o_sismico
- González C. (2017). *Análisis estático no lineal (Pushover) de estructura aporticada de hormigón armado con diferentes grados de ductilidad. Aplicando la norma sismorresistente colombiana 2010 (NSR-10)*. https://m.riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/100307/AP126853_TFM_15210268005073786756152079113915.pdf?sequence=2&isAllowed=y
- Hernández, R.; Fernández, C. y Batista, P. (2010). *Metodología de la investigación*. (5ta edición). México D.F: Mc Graw Hill Interamericana editores.
- Herrera N. (2007). *Diseño de edificios habitacionales y de oficinas*. <https://slideplayer.es/slide/139473/>

- Jelvez D. (2018) *Efecto de la duración de registros sísmicos en el desempeño de edificios de acero con marcos excéntricamente arriostrados*.
<https://repositorio.usm.cl/handle/11673/46898>
- La Nación (2020). *Informe de Estado de la Nación, Capítulo I Sinopsis*.
<https://estadonacion.or.cr/informes/>
- Lennin P. (2015) "*Estudio y aplicación de los métodos mejorados FEMA 440 para el análisis Pushover y su incidencia en el cálculo de pórticos de acero estructural special moment frames según AISC*".
<https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/20212>
- Morejón G.; Llanes C. y Frómata Z. (2017). *Métodos para la determinación del factor de reducción de respuesta de las fuerzas sísmicas*.
<https://www.redalyc.org/jatsRepo/1813/181358269006/html/index.html>
- Pérez, J.; Porto y Gardey A. Publicado: 2016. Actualizado: 2018.
Definición. de: Definición de conectividad (<https://definicion.de/conectividad/>)
- Revista Electro Industria (2008) *Redundancia en sistema de control*
<http://www.emb.cl/electroindustria/articulo.mvc?xid=967&tip=1>
- Saavedra C. (2010) *Método del Pushover – Análisis Estático no Lineal (Webinar)*.
<https://saavedraonline.wordpress.com/2018/05/30/metodo-del-pushover-analisis-estatico-no-lineal-webinar/>
- Tena A. & Cortés J. (2013) *La redundancia estructural y su impacto en el comportamiento sísmico de marcos dúctiles de concreto reforzado*.
https://www.researchgate.net/publication/260425925_La_redundancia_estructural_y_su_impacto_en_el_comportamiento_sismico_de_marcos_ductiles_de_concreto_reforzado

ANEXOS

Anexo 1. Distribución de la zonificación sísmica del país de Costa Rica establecido por el CSCR-10.

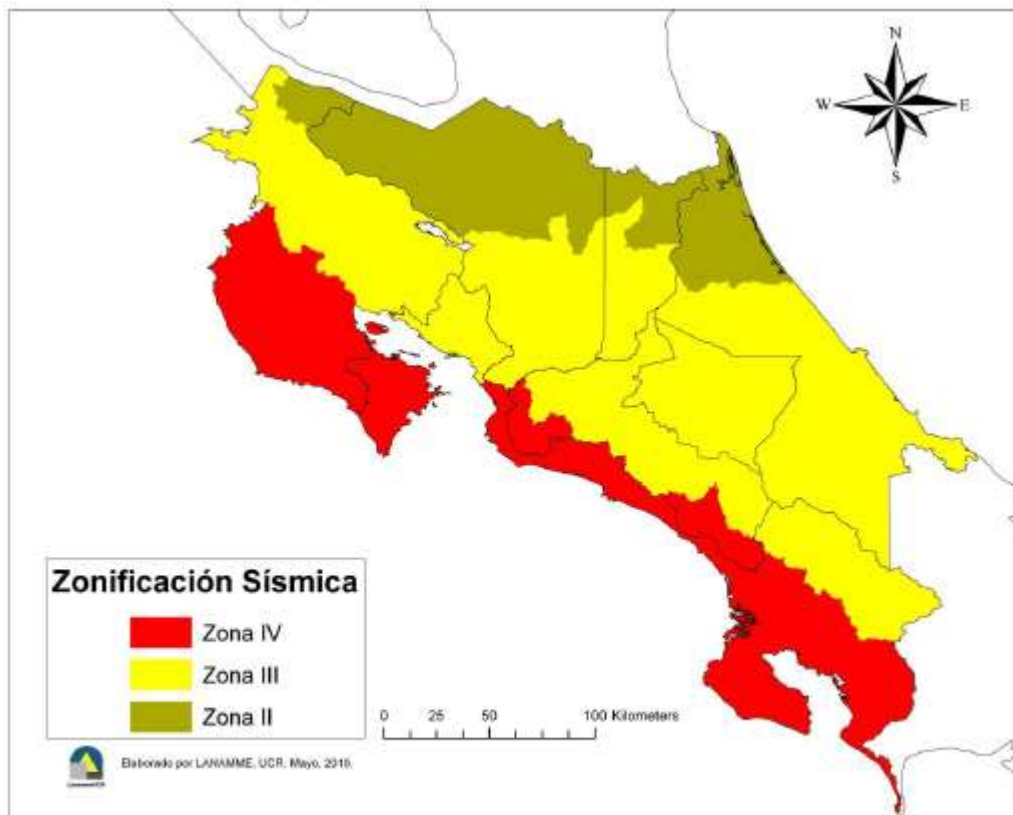


Figura 2.1. Zonificación sísmica.

Nota: Tomado del libro Código sísmico de Costa Rica 2010 (Revisión 2014)

Anexo 2. Tabla 2.3 del CSCR-10

TABLA 2.3. Aceleración pico efectiva de diseño, a_{ef}, para un periodo de retorno de 475 años y para diferentes zonas sísmicas y tipos de sitio.			
Tipo de Sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S_1	0.20	0.30	0.40
S_2	0.24	0.33	0.40
S_3	0.28	0.36	0.44
S_4	0.34	0.36	0.36

Nota: Tomado del libro Código sísmico de Costa Rica 2010 (Revisión 2014)

Anexo 3. Tabla 6.1 del CSCR-10

TABLA 6.1. Cargas temporales unitarias mínimas.

Destino del <i>piso</i>	Carga temporal (kg/m ²)
Habitación (casas de habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, edificios para internados en escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares).	200
Oficinas, despachos, laboratorios, salones de lectura, aulas, salas de juego y similares.	250
Escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de libre acceso al público.	400
Lugares de reunión desprovistos de asientos fijos, estadios, salones de baile, etc.	500
Bibliotecas y salones de archivo.	500
Lugares de reunión con asientos fijos, templos, cines, teatros, gimnasios, etc.	400
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía ligera.	500
Comercios, bodegas y fábricas de mercancías con <i>peso</i> intermedio.	650
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía pesada.	800
Techos de fibrocemento, láminas de acero galvanizado y otros.	40
Azoteas con pendiente superior al 5 por ciento.	100
Azoteas con pendiente inferior o igual al 5 por ciento.	200
Voladizos en vía pública (marquesinas, balcones y similares).	300
Garajes y aparcamientos (para automóviles exclusivamente).	300

NOTA: Las cargas dadas en esta tabla son mínimas. El profesional responsable del diseño debe considerar las condiciones reales a las que será sometido el *piso* para efectos de incrementar las cargas.

Nota: Tomado del libro Código sísmico de Costa Rica 2010 (Revisión 2014)

Anexo 4. Punto 6.1.3 del CSCR-10

6.1.3 Carga sísmica

Para la determinación de la *carga sísmica*, el *peso* de cada *nivel*, W_i , es el *peso* de su *carga permanente* más una fracción de su *carga temporal* calculada de la siguiente manera:

a)	Equipo o instalaciones fijas a la estructura:	1.00
b)	Carga en bodegas:	0.25
c)	Cargas en edificios:	0.15
d)	Cargas en azoteas, marquesinas y techos:	0.00

Nota: Tomado del libro Código sísmico de Costa Rica 2010 (Revisión 2014)

Anexo 5. Punto 6.2.1 del CSCR-10

6.2 Participación de las diferentes acciones

6.2.1 Combinaciones para obtener la carga última de diseño

Cada elemento, *componente* o unión de la estructura, y esta como unidad, debe tener capacidad para resistir las siguientes combinaciones de carga:

$$CU = 1.4 CP \quad [6-1]$$

$$CU = 1.2 CP + 1.6 f_R CT + 1.6 CE \quad [6-2]$$

$$CU = 1.05 CP + f_1 f_R CT \pm CS + CE \quad [6-3]$$

$$CU = 0.95 CP \pm CS + CE \quad [6-4]$$

donde:

CU = carga última de diseño.

CP = carga permanente.

CT = carga temporal, sin la reducción indicada en el artículo 6.3.

CS = carga sísmica.

CE = carga por empuje.

y donde el factor f_1 está dado por:

$f_1 = 0.5$ para edificaciones de baja probabilidad de ocupación plena de *carga temporal* a la hora del sismo.

$f_1 = 1.0$ para edificaciones con alta probabilidad de ocupación plena de *carga temporal* a la hora del sismo, como: bodegas, sitios de reunión pública, estacionamientos públicos, etc.

$f_1 = 0.0$ para techos.

f_R = factor de reducción de *carga temporal* según el artículo 6.3.

El producto ($f_1 f_R$) dado en la ecuación [6-3] no podrá ser menor que 0.5.

Nota: Tomado del libro Código sísmico de Costa Rica 2010 (Revisión 2014)

Anexo 6. Tabla 12.2-1 del ASCE/SEI 7-16.

86

Table 12.2-1 Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_b^b	Deflection Amplification Factor, C_d^c	Structural System Limitations Including Structural Height, h_s (ft) Limits ^d				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^e	E ^e	F ^f
A. BEARING WALL SYSTEMS									
1. Special reinforced concrete shear walls ^{g,h}	14.2	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
2. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g	14.2	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Detailed plain concrete shear walls ^g	14.2	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls ^g	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
5. Intermediate precast shear walls ^g	14.2	4	2½	4	NL	NL	40 ⁱ	40 ⁱ	40 ⁱ
6. Ordinary precast shear walls ^g	14.2	3	2½	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5	2½	3½	NL	NL	160	160	100
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	2½	2½	NL	NL	NP	NP	NP
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	160	NP	NP	NP
10. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
13. Ordinary reinforced AAC masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	35	NP	NP	NP
14. Ordinary plain AAC masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
15. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
16. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
17. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2	2½	2	NL	NL	35	NP	NP
18. Light-frame (cold-formed steel) wall systems using flat strap bracing	14.1	4	2	3½	NL	NL	65	65	65
B. BUILDING FRAME SYSTEMS									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2	4	NL	NL	160	160	100
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	6	2	5	NL	NL	160	160	100
3. Steel ordinary concentrically braced frames	14.1	3¼	2	3¼	NL	NL	35 ^j	35 ^j	NP ^k
4. Special reinforced concrete shear walls ^{h,k}	14.2	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
5. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g	14.2	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
6. Detailed plain concrete shear walls ^g	14.2 and 14.2.2.7	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
7. Ordinary plain concrete shear walls ^g	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Intermediate precast shear walls ^g	14.2	5	2½	4½	NL	NL	40 ⁱ	40 ⁱ	40 ⁱ
9. Ordinary precast shear walls ^g	14.2	4	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	160	160	100
11. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5	2	4½	NL	NL	160	160	100
12. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3	2	3	NL	NL	NP	NP	NP
13. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	6½	2½	5½	NL	NL	160	160	100
14. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
15. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
16. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	2½	4	NL	NL	160	160	100
17. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP

STANDARD 7-16

Nota: Tomado del libro ASCE/SEI 7-16, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE (2016).

18. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	160	NP	NP	NP
19. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
20. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¼	NL	NP	NP	NP	NP
21. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
22. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	7	2½	4½	NL	NL	65	65	65
23. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	7	2½	4½	NL	NL	65	65	65
24. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2½	2½	2½	NL	NL	35	NP	NP
25. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	160	160	100
26. Steel special plate shear walls	14.1	7	2	6	NL	NL	160	160	100
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS									
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	160	100	NP
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4	NL	NL	35 ^d	NP ^d	NP ^d
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	3	3	NL	NL	NP ^j	NP ^j	NP ^j
5. Special reinforced concrete moment frames ^m	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5½	160	160	100	NP	NP
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
12. Cold-formed steel—special bolted moment frame ⁿ	14.1	3½	3 ⁿ	3½	35	35	35	35	35
D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
3. Special reinforced concrete shear walls ^{o,h}	14.2	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
4. Ordinary reinforced concrete shear walls ^f	14.2	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
5. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
6. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	6	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
7. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	7½	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
8. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	7	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
10. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	3	5	NL	NL	NL	NL	NL
11. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	3	3½	NL	NL	NP	NP	NP
12. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
13. Steel special plate shear walls	14.1	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL	NL
E. DUAL SYSTEMS WITH INTERMEDIATE MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES									
1. Steel special concentrically braced frames ^p	14.1	6	2½	5	NL	NL	35	NP	NP
2. Special reinforced concrete shear walls ^{o,h}	14.2	6½	2½	5	NL	NL	160	100	100
3. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	3	3	2½	NL	160	NP	NP	NP
4. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	3	3	NL	NL	NP	NP	NP

continues

Anexo 7. Factor espectral dinámico, FED, para sitios de suelo S3-ZONA III, según el CSCR-10.

Tabla E.7. Factor espectral dinámico, FED, para sitios de suelo. S3-Zona III (amortiguamiento $\zeta = 5\%$; ductilidades $\mu=1, 1.5, 2, 3, 4, 6$)

T (s)	Elastico $\mu=1$	Inelástico $\mu=1.5$	Inelástico $\mu=2$	Inelástico $\mu=3$	Inelástico $\mu=4$	Inelástico $\mu=6$
0.010	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.020	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.030	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.0303	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.040	1.197	1.118	1.075	1.022	0.989	0.946
0.050	1.382	1.223	1.138	1.040	0.980	0.905
0.060	1.555	1.316	1.194	1.055	0.973	0.873
0.070	1.718	1.400	1.242	1.068	0.967	0.846
0.080	1.873	1.477	1.286	1.079	0.962	0.824
0.090	2.022	1.549	1.326	1.089	0.957	0.805
0.100	2.164	1.616	1.362	1.099	0.953	0.788
0.110	2.302	1.679	1.396	1.107	0.950	0.773
0.120	2.435	1.739	1.428	1.114	0.946	0.760
0.125	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.150	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.200	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.250	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.300	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.386	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.421	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.690
0.449	2.500	1.768	1.443	1.118	0.885	0.647
0.450	2.500	1.768	1.443	1.117	0.884	0.646
0.495	2.500	1.768	1.443	1.014	0.803	0.587
0.500	2.500	1.768	1.430	1.005	0.796	0.582
0.534	2.500	1.768	1.339	0.941	0.745	0.545
0.600	2.500	1.573	1.192	0.838	0.663	0.485
0.600	2.500	1.573	1.192	0.838	0.663	0.485
0.800	1.875	1.180	0.894	0.628	0.497	0.363
1.000	1.500	0.944	0.715	0.503	0.398	0.291
1.100	1.364	0.858	0.650	0.457	0.362	0.264
1.200	1.250	0.787	0.596	0.419	0.332	0.242
1.300	1.154	0.726	0.550	0.387	0.306	0.224
1.400	1.071	0.674	0.511	0.359	0.284	0.208
1.500	1.000	0.629	0.477	0.335	0.265	0.194
2.000	0.750	0.472	0.357	0.251	0.199	0.145
2.500	0.600	0.378	0.286	0.201	0.159	0.116
2.682	0.559	0.352	0.267	0.187	0.148	0.108
3.000	0.500	0.315	0.238	0.168	0.133	0.087
3.111	0.482	0.303	0.230	0.162	0.128	0.081
3.415	0.439	0.276	0.209	0.147	0.106	0.067
3.785	0.396	0.249	0.189	0.120	0.086	0.054
3.907	0.384	0.242	0.177	0.112	0.081	0.051
3.930	0.379	0.240	0.175	0.111	0.080	0.050
4.000	0.366	0.232	0.169	0.107	0.077	0.049
5.000	0.234	0.148	0.108	0.069	0.050	0.031
6.000	0.163	0.103	0.075	0.048	0.034	0.022
7.000	0.120	0.076	0.055	0.035	0.025	0.016
8.000	0.092	0.058	0.042	0.027	0.019	0.012
9.000	0.072	0.046	0.033	0.021	0.015	0.010
10.000	0.059	0.037	0.027	0.017	0.012	0.008

Nota: Tomado del libro Código sísmico de Costa Rica 2010 (Revisión 2014)

Anexo 8. Tabla 7.2 del CSCR-10

TABLA 7.2. Limite superior de la razón de deriva, Δ_i / H_i ⁽¹⁾, según categoría de edificación y sistema estructural.


Sistema estructural (según artículo 4.2)	Edificaciones A y C (Limitación severa según artículo 4.1)	Edificaciones B, D y E (Limitación normal según artículo 4.1)
tipo marco	0.0125	0.020
tipo dual	0.0125	0.018
tipo muro	0.0100	0.010
tipo voladizo	0.0125	0.020
tipo otros	0.0065	0.010

⁽¹⁾Nota: $H_i = h_i - h_{i-1}$, altura entre el nivel del piso i y el nivel inferior.

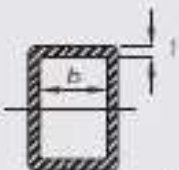
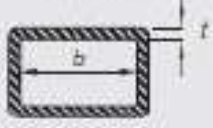
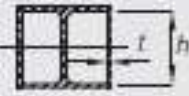
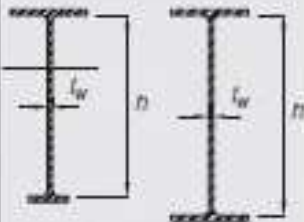
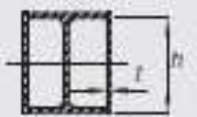

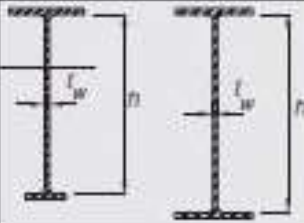

Nota: Tomado del libro Código sísmico de Costa Rica 2010 (Revisión 2014)

Anexo 9. Tabla 10.6 del CSCR-10.

TABLA 10.6. Razones de esbeltez por sismo λ_{nd} , λ_{md} , para elementos en compresión.

Tipo de elemento	Razón de esbeltez	Razón de esbeltez máxima		Ejemplo
		λ_{nd} Elementos con ductilidad óptima	λ_{md} Elementos con ductilidad moderada	
Elementos sin rigidizar Alas de secciones "I", canales o secciones "T" laminadas y secciones "I" soldadas a base de placas Alas de angulares simples o alas de angulares dobles con separadores Alas de angulares doble en contacto continuo	b/t	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Nota: Tomado del libro Código sísmico de Costa Rica 2010 (Revisión 2014)

Elementos rigidizados	Paredes de tubos rectangulares HSS	b/t			
	Alas de secciones "I" convertidas en sección rectangular y paredes de secciones tipo cajón soldadas a base de placas	b/t			
	Placas laterales de secciones "I" convertidas en secciones rectangulares y paredes de secciones tipo cajón soldadas a base de placas utilizadas como riostras diagonales	h/t	$0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}^{(b)}$	$0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}}^{(c)}$	
Elementos rigidizados	Almas de secciones "I" laminadas y almas de secciones "I" soldadas a base de placas utilizadas como vigas o columnas	h/t_w	Para $C_s \leq 0.125$ $245 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.83C_s)$	Para $C_s \leq 0.125$ $376 \sqrt{E/F_y} (1 - 2.75C_s)$	
	Placas laterales de secciones "I" convertidas en secciones rectangulares utilizadas como vigas o columnas	h/t	Para $C_s > 0.125$ $0.77 \sqrt{E/F_y} (2.03 - C_s)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$	Para $C_s > 0.125$ $1.12 \sqrt{E/F_y} (2.33 - C_s)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$	
	Almas de secciones tipo cajón soldadas a base de placas utilizados como vigas o columnas	h/t	Donde: $C_s = \frac{P_u}{\phi_s F_y}$	Donde: $C_s = \frac{P_u}{\phi_s F_y}$	
Elementos rigidizados	Almas de secciones "I" laminadas o soldadas a base de placas utilizadas como riostras diagonales	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Paredes de tubos circulares tipo HSS	D/t	$0.038 \frac{E}{F_y}$	$0.044 \frac{E}{F_y}^{(h)}$	

Nota: Tomado del libro Código sísmico de Costa Rica 2010 (Revisión 2014)

Anexo 10. Tabla 10.1 del CSCR-10.

TABLA 10.1. Valores R_y y R_t para diferentes tipos de acero

Uso del elemento	R_y	R_t
Elementos fabricados a partir de placas		
ASTM A36	1.3	1.2
ASTM A1043 grado 36	1.3	1.1
ASTM A1011 HSLAS grado 55	1.1	1.1
ASTM A572 grado 42	1.3	1.0
ASTM A572 grado 50 o 55	1.1	1.2
ASTM 1043	1.2	1.1
Secciones laminadas en caliente y barras		
ASTM A36	1.5	1.2
ASTM A1043	1.3	1.1
ASTM A572 grado 50 o 55, ASTM 913 grado 50,60 o 65, ASTM A588, ASTM A992	1.1	1.1
ASTM A1043 grado 50	1.2	1.1
ASTM A529 grado 55	1.1	1.2
Secciones tipo cajón (HSS)		
ASTM A500 (grados B o C), ASTM A501	1.4	1.3
Tubos circulares		
ASTM A53	1.6	1.2
Elementos de acero laminado en frío		
ASTM A606, ASTM A653, ASTM A792, ASTM A875, ASTM A1003, ASTM A1008, ASTM A1011: Fy < 37ksi	1.5	1.2
37ksi < Fy < 40ksi	1.4	1.1

Nota: Tomado del libro Código sísmico de Costa Rica 2010 (Revisión 2014)

Anexo 11. Datos obtenidos para el cálculo de la aceleración y desplazamiento espectral de los edificios.

T	FED ($\mu=3.0$)	FED ($\mu=6$)	Sa (con $\mu=3.0$)	Sd (con $\mu=3.0$)	Sa (con $\mu=6.0$)	Sd (con $\mu=6.0$)
0.01	1	1	3.5316	0.0000	3.5316	0.0001
0.02	1	1	3.5316	0.0001	3.5316	0.0002
0.03	1	1	3.5316	0.0002	3.5316	0.0005
0.0303	1	1	3.5316	0.0002	3.5316	0.0005
0.04	1.022	0.946	3.6093	0.0004	3.3409	0.0008
0.05	1.04	0.905	3.6729	0.0007	3.1961	0.0012
0.06	1.055	0.873	3.7258	0.0010	3.0831	0.0017
0.07	1.068	0.846	3.7717	0.0014	2.9877	0.0022
0.08	1.079	0.824	3.8106	0.0019	2.9100	0.0028
0.09	1.089	0.805	3.8459	0.0024	2.8429	0.0035
0.1	1.099	0.788	3.8812	0.0029	2.7829	0.0042
0.11	1.107	0.773	3.9095	0.0036	2.7299	0.0050
0.12	1.114	0.76	3.9342	0.0043	2.6840	0.0059
0.125	1.118	0.754	3.9483	0.0047	2.6628	0.0063
0.15	1.118	0.754	3.9483	0.0068	2.6628	0.0091
0.2	1.118	0.754	3.9483	0.0120	2.6628	0.0162
0.25	1.118	0.754	3.9483	0.0188	2.6628	0.0253
0.3	1.118	0.754	3.9483	0.0270	2.6628	0.0364
0.358	1.118	0.754	3.9483	0.0385	2.6628	0.0519
0.421	1.118	0.69	3.9483	0.0532	2.4368	0.0656
0.499	1.118	0.647	3.9483	0.0747	2.2849	0.0865
0.45	1.117	0.646	3.9448	0.0607	2.2814	0.0702
0.495	1.014	0.587	3.5810	0.0667	2.0730	0.0772
0.5	1.005	0.582	3.5493	0.0674	2.0554	0.0781
0.534	0.941	0.545	3.3232	0.0720	1.9247	0.0834
0.6	0.838	0.485	2.9595	0.0810	1.7128	0.0937
0.6	0.838	0.485	2.9595	0.0810	1.7128	0.0937
0.8	0.628	0.363	2.2178	0.1079	1.2820	0.1247
1	0.503	0.291	1.7764	0.1350	1.0277	0.1562
1.1	0.457	0.264	1.6139	0.1484	0.9323	0.1715
1.2	0.419	0.242	1.4797	0.1619	0.8546	0.1870
1.3	0.387	0.224	1.3667	0.1755	0.7911	0.2032
1.4	0.359	0.208	1.2678	0.1888	0.7346	0.2188
1.5	0.335	0.194	1.1831	0.2023	0.6851	0.2343
2	0.251	0.145	0.8864	0.2694	0.5121	0.3113
2.5	0.201	0.116	0.7099	0.3371	0.4097	0.3891
2.682	0.187	0.108	0.6604	0.3610	0.3814	0.4170
3	0.168	0.087	0.5933	0.4058	0.3072	0.4203
3.11	0.162	0.081	0.5721	0.4205	0.2861	0.4205
3.415	0.147	0.067	0.5191	0.4601	0.2366	0.4194
3.785	0.12	0.054	0.4238	0.4614	0.1907	0.4152
3.907	0.112	0.051	0.3955	0.4588	0.1801	0.4178
3.93	0.111	0.05	0.3920	0.4601	0.1766	0.4145
4	0.107	0.049	0.3779	0.4594	0.1730	0.4208
5	0.069	0.031	0.2437	0.4629	0.1095	0.4160
6	0.048	0.022	0.1695	0.4637	0.0777	0.4251
7	0.035	0.016	0.1236	0.4603	0.0565	0.4208
8	0.027	0.012	0.0954	0.4637	0.0424	0.4122
9	0.021	0.01	0.0742	0.4565	0.0353	0.4348
10	0.017	0.008	0.0600	0.4562	0.0283	0.4294

Nota: Elaborado por la sustentante

Anexo 12. Datos obtenidos para la conversión del Sa a m/s².

EDIFICIO MIXTO			EDIFICIO EBF		
W=	621298	kg	W=	629195	kg
Vb=	54910	kg	Vb=	51871	kg
Modal 1=	0.843		Modal 1=	0.83	
$Sa = \frac{(Vb \text{ en kg})SAP}{W * \%modal} * 9.81$			$Sa = \frac{(Vb \text{ en kg})SAP}{W * \%modal} * 9.81$		
Eje X		Eje Y	Eje X		Eje Y
Sa		Sa	Sa		Sa
m/s ²		m/s ²	m/s ²		m/s ²
0.00		0.00	0.00		0.00
6.90		5.99	6.31		5.44
14.69		11.84	8.58		6.74
17.55		12.89	9.75		7.96
18.86		14.65	10.13		8.75
18.98		15.60	10.02		8.82
19.14		16.13	9.96		9.13
19.17		16.27	9.76		9.13
18.56		16.42	9.76		8.10
18.56		16.37	9.71		7.06
18.37		16.24	9.71		6.55
18.37		15.95	9.70		6.55
18.25		15.95	9.70		6.33
18.25		15.51	9.53		6.33
17.63		15.39	9.47		5.50
17.20		15.39	9.62		5.18
			9.65		4.95
			9.65		4.97
			9.69		4.97
			10.18		5.09

Nota: Elaborado por la sustentante

Anexo 13. Parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales: vigas de acero estructural y columnas: acciones de flexión del ASCE/SEI 41-17 (2017).

Table 9-7.1. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Beams and Columns—Flexural Actions

Modeling Parameters		Acceptance Criteria		
		Plastic rotation angle (radians) Performance Level		
Plastic rotation angle a and b (radians) Residual strength ratio c		IO	LS	OP
Beams				
1. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq 2.45\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$			*	*
2. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$		0.25 ^a	0.75 ^b	*
3. Other: Linear interpolation between the values on lines 1 and 2 for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used.				
Columns in Compression^{AA}				
1. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$ and For $\frac{P_d}{P_{ys}} < 0.2$ $\frac{h}{t_w} \leq 2.45\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}\left(1 - 0.71\frac{P_d}{P_{ys}}\right)$ For $\frac{P_d}{P_{ys}} \geq 0.2$ $\frac{h}{t_w} \leq 0.77\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}\left(2.93 - \frac{P_d}{P_{ys}}\right) \leq 1.49\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$ $a = 0.8\left(1 - \frac{P_d}{P_{ys}}\right)^{2.2}\left(0.1\frac{L}{r_y} + 0.8\frac{h}{t_w}\right)^{-1} - 0.0035 \geq 0$ $b = 7.4\left(1 - \frac{P_d}{P_{ys}}\right)^{2.2}\left(0.5\frac{L}{r_y} + 2.9\frac{h}{t_w}\right)^{-1} - 0.006 \geq 0$ $c = 0.9 - 0.9\frac{P_d}{P_{ys}}$		0.5 ^a	0.75 ^b	*
2. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$ or For $\frac{P_d}{P_{ys}} < 0.2$ $\frac{h}{t_w} \geq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}\left(1 - 1.83\frac{P_d}{P_{ys}}\right)$ For $\frac{P_d}{P_{ys}} \geq 0.2$ $\frac{h}{t_w} \geq 1.12\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}\left(2.33 - \frac{P_d}{P_{ys}}\right) \geq 1.49\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$ $a = 1.2\left(1 - \frac{P_d}{P_{ys}}\right)^{1.2}\left(1.4\frac{L}{r_y} + 0.1\frac{h}{t_w} + 0.9\frac{b}{2t_f}\right)^{-1} - 0.0028 \geq 0$ $b = 2.5\left(1 - \frac{P_d}{P_{ys}}\right)^{1.8}\left(0.1\frac{L}{r_y} + 0.2\frac{h}{t_w} + 2.7\frac{b}{2t_f}\right)^{-1} - 0.0097 \geq 0$ $c = 0.5 - 0.5\frac{P_d}{P_{ys}}$		0.5 ^a	0.75 ^b	*
3. Other: Linear interpolation between the values on lines 1 and 2 for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used.				

continues

Nota: Tomado del Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-17 (2017).

Continuación del anexo 13:

Table 9-7.1 (Continued). Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Beams and Columns—Flexural Actions

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic rotation angle (radians) Performance Level		
Plastic rotation angle a and b (radians) Residual strength ratio c	IO	LS	CP
Columns in Tension ^{a,b}			
1. For $ P_G /P_{yo} < 0.2$ $a = 9\theta_y$ $b = 11\theta_y$ $c = 0.6$	0.25 ^a	a	b
2. For $ P_G /P_{yo} \geq 0.2$ $a = 13.5 (1 - 5/3 P_G /P_{yo})\theta_y \geq 0$ $b = 16.5 (1 - 5/3 P_G /P_{yo})\theta_y \geq 0$ $c = 0.6 (1 - 5/3 P_G /P_{yo}) + 0.2 \geq 0.2$	0.25 ^a	a	b
3. Other: Linear interpolation between the values on lines 1 and 2 shall be used			
^a P_G is the axial force component of the gravity load as determined by Eq. (7-3). For rectangular or square sections used as columns, replace $b/2t$ with b/t , replace 0.30 with 0.55, and replace 0.38 with 1.12.			
^b Where the modeling parameter a is equal to zero or where $ P_G /P_{yo} > 0.6$, the column shall remain elastic for flexure. θ_y for the purpose of computing a plastic rotation angle is computed using Eq. (9-2) using $P = P_G$.			

Nota: Tomado del Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-17 (2017).