



Universidad Latina de Costa Rica

Facultad de Ingenierías y TICs

Escuela de Ingeniería Civil

Licenciatura en Ingeniería Civil

**Comportamiento No Lineal Estático de Edificios de Acero Tipo IMF  
de 3 y 5 niveles**

Tesis de Grado

Autor

Diego Alfredo Esquivel Rodríguez

Diciembre, 2022

## **COMITÉ ASESOR**

**ING. GERARDO CHACÓN ROJAS**

**TUTOR**

**ING. DANILO HERNÁNDEZ GUERRERO**

**LECTOR**

**ING. ERICK GUSTAVO CRUZ PADILLA**

**REPRESENTANTE DE RECTORÍA**

## TRIBUNAL EXAMINADOR

Este proyecto titulado: Comportamiento no lineal estático de edificios de acero tipo IMF de 3 y 5 niveles., por el (la) estudiante: ESQUIVEL RODRIGUEZ DIEGO ALFREDO, fue aprobado por el Tribunal Examinador de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Latina, Sede Heredia, como requisito para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil:

GERARDO  
ENRIQUE  
CHACON  
ROJAS (FIRMA)

Firmado digitalmente  
por GERARDO ENRIQUE  
CHACON ROJAS  
(FIRMA)  
Fecha: 2023.01.03  
13:59:30 -06'00'

---

Ing. Gerardo Chacón Rojas  
Tutor

DANILO ALBERTO  
HERNANDEZ  
GUERRERO  
(FIRMA)

Firmado digitalmente  
por DANILO ALBERTO  
HERNANDEZ  
GUERRERO (FIRMA)  
Fecha: 2023.01.02  
19:00:28 -06'00'

---

Ing. Danilo Hernández Guerrero  
Lector

ERICK  
GUSTAVO  
CRUZ PADILLA  
(FIRMA)

Firmado digitalmente  
por ERICK GUSTAVO  
CRUZ PADILLA  
(FIRMA)  
Fecha: 2022.12.26  
20:17:07 -06'00'

---

Ing. Erick Gustavo Cruz Padilla  
Representante

## Carta de aprobación del filólogo

Universidad Latina de Costa Rica

Facultad de Ingeniería, Tecnología de la Información y Comunicación

Escuela de Ingeniería Civil

Licenciatura en Ingeniería Civil

Estimados señores:

En calidad de filólogo, hago de su conocimiento la aprobación del trabajo realizado por Diego Alfredo Esquivel Rodríguez en su proyecto de investigación titulado *Comportamiento No Lineal Estático de Edificios de Acero Tipo IMF de 3 y 5 niveles*.

He revisado y corregido todos los aspectos referentes a este documento, por lo que manifiesto que, una vez incorporadas las recomendaciones finales, este se encuentra listo para ser presentado a la Universidad Latina de Costa Rica.

Atentamente,

Luis Carlos Rivera Navarro

Carné n.º 226

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Luis Carlos Rivera Navarro', is written over a horizontal line. The signature is stylized and cursive.

Asociación Costarricense de Filólogos

Cédula jurídica 3-002-393703-12

## DECLARACIÓN JURADA

Yo, Diego Alfredo Esquivel Rodríguez 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 titulada:

Comportamiento No Lineal Estático de Edificios de Acero Tipo IMF de 3 y 5 niveles

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

Firmo en Heredia, 02/01/2023



---

Diego Alfredo Esquivel Rodríguez

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

**Universidad Latina de Costa Rica**

<b>Yo (Nosotros):</b>	Diego Alfredo Esquivel Rodríguez
<b>De la Carrera / Programa:</b>	Licenciatura en Ingeniería Civil
<b>Modalidad de TFG:</b>	Tesis de Grado
<b>Titulado:</b>	Comportamiento No Lineal Estático de Edificios de Acero Tipo IMF de 3 y 5 niveles.

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 registrará 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 02 de enero de 2023 a las 20:00

Firma del estudiante(s):



## Resumen

En esta investigación, se propone el análisis del comportamiento no lineal de edificios de acero tipo IMF de 3 y 5 niveles, mediante el diseño de un sistema mixto, el cual es una combinación de sistemas sismorresistentes y gravitacionales. A nivel nacional, se cuestiona si este tipo de sistema puede adaptarse a las necesidades constructivas del país, ya que se considera que existe la posibilidad de que no pueda cumplir con los parámetros que establecen las normativas actuales que rigen el diseño. Asimismo, se pretende seguir los lineamientos respectivos del CSCR-2010 y de la AISC, normativas principales que rigen para el diseño en acero.

Se busca diseñar dos tipos de edificios: el primero de 3 niveles con una altura total de 12 m y el otro de 5 niveles con una altura total de 20 m., considerando, para ambos, la misma huella y la altura como la única variación en el sistema.

El análisis no lineal se realizará por medio del software SAP200, en el cual se simulará la aplicación de cargas laterales a la estructura mediante el empuje monótonico creciente, conocido como 'Pushover', esto con el fin de alcanzar los mecanismos de falla en la estructura, permitiendo demostrar la respuesta por capacidad del sistema a partir de sus valores de carga y deformaciones.

Finalmente, esta investigación pretende cuestionar los métodos de diseño en acero que se utilizan a nivel nacional, ya que en otras investigaciones que se han venido realizando evidencian que se adquiere una sobre resistencia mayor que la esperada y hace que el comportamiento de ductilidad inicial no sea cumplido en este tipo de sistemas. Así mismo, estos datos permiten ser comparados evaluando su desempeño, mediante la respuesta por capacidad del sistema y corroborar si el diseño es viable para su implementación en prácticas de diseño actuales. Esto debido a que se siguen implementando los sistemas tradicionales, en los cuales se están adquiriendo mayor sobre resistencias que lo supuesto en el diseño.



## Abstract

This research exposes the analysis of the behavior of non-linear steel buildings type IMF of 3 and 5 levels. This is going to be achieved using the design of a hybrid system, which is a combination of earthquake-resistant and gravitational systems. At national level, it is debated whether this type of system can be adapted to the construction needs of the country. Experts consider that there is a possibility that this type of system can meet the parameters established by the current regulations that rule the design. Likewise, the intention of this research is to follow the respective guidelines from the CSCR-2010 and the AISC since they are the regulations that rule the steel design.

This research will abroad the design of two types of buildings, the first of three levels and a total height of 12 m and the other with five levels and a total height of 20 m. Considering the same footprint for both, however, the only variation will be the height.

The non-linear analysis will be done using the SAP2000 software, in this analysis the lateral loads of the structure will be simulated by the increasing monotonic thrust, known as "pushover." This is done in order to reach the failure mechanisms in the structure, allowing a demonstration of the system capacity response from its load and deformation values.

Finally, this research aims to question the design methods for steel that are used at the national level. Other researches had obtained important data regarding these types of systems. Likewise, the data that this research is going to provide will allow a comparison between them and will be evaluating the behavior through the response by system capacity and corroborating if the design is viable for its implementation, managing to change the analysis and current design criteria.

Traditional systems that are currently being implemented, give higher resistances. So the idea of this research is to give information about a more adequate analysis.

## Índice

Resumen.....	ii
Abstract.....	iii
Capítulo I. Introducción .....	1
1.1. Antecedentes .....	1
1.2. Planteamiento del problema.....	3
1.3. Objetivo general.....	4
1.4. Objetivos específicos .....	4
1.5. Justificación .....	4
1.6. Alcances.....	5
1.7. Limitaciones.....	5
1.8. Impacto .....	6
1.9. Hipótesis .....	6
Capítulo II. Marco teórico.....	7
2.1. Acero estructural .....	7
2.2. Molino de laminado .....	7
2.3. Clasificación de aceros estructurales.....	8
2.3.1. Aceros con carbono .....	9
2.3.2. Aceros de alta resistencia y baja aleación .....	9
2.4. Perfiles de aceros.....	10
2.5. Tipos de edificios de acero.....	11
2.6. Dinámica .....	13
2.6.1. Cinemática rectilínea: movimiento continuo .....	13
2.7. Vibraciones.....	14
2.8. Relación esfuerzo-deformación del acero estructural.....	17
2.9. Espectro de respuesta.....	19
2.10. Tenacidad.....	19

2.11.	Ductilidad .....	20
2.12.	Marcos a momento .....	21
2.12.1.	Tipos de marcos a momento.....	22
2.13.	Desempeño sísmico de los marcos rígidos.....	22
2.14.	Metodologías de diseño.....	23
2.15.	Efectos de segundo orden.....	24
2.16.	Análisis Pushover .....	26
2.16.1.	Criterios de aceptabilidad.....	27
2.16.2.	Niveles de desempeño .....	28
Capítulo III.	Marco metodológico .....	30
3.1.	Paradigma.....	30
3.2.	Enfoque metodológico y métodos de investigación.....	30
3.3.	Categorías de análisis de la investigación .....	31
3.4.	Población, muestra y técnicas de muestreo .....	33
3.5.	Técnicas e instrumentos para la recolección de datos.....	36
3.6.	Técnicas e instrumentación para el procesamiento y análisis de datos.....	36
3.7.	Metodología de investigación .....	37
3.7.1	Diseño sismorresistente .....	37
3.7.2	Cargas gravitacionales.....	38
3.7.3	Cálculo de derivas – Edificio de 5 niveles .....	40
3.7.4	Cálculo de derivas – Edificio de 3 niveles .....	43
3.7.5.	Análisis de capacidad de elementos .....	46
3.7.6.	Cumplimiento de vigas de carga – Edificio 5 niveles.....	50
3.7.7.	Cumplimiento de vigas de amarre – Edificio 5 niveles .....	51
3.7.8.	Cumplimiento de columnas – Edificio 5 niveles .....	51
3.7.9.	Cumplimiento de vigas de carga – Edificio 3 niveles.....	52
3.7.10.	Cumplimiento de vigas de amarre – Edificio 3 niveles .....	52

3.7.11. Cumplimiento de columnas – Edificio 3 niveles .....	53
3.7.12. Efectos de segundo orden.....	53
3.7.13. Análisis Pushover .....	57
3.7.14. Ductilidad intrínseca.....	78
Capítulo IV. Análisis de resultados.....	80
Capítulo V. Conclusiones y recomendaciones.....	84
Conclusiones .....	84
Recomendaciones.....	85
Referencias bibliográficas.....	86
Anexos .....	89
Anexo 1. Zonificación sísmica CSCR-2010.....	89
Anexo 2. Tabla 10.6 CSCR-2010. ....	89
Anexo 3. Tabla 4.1 CSCR-2010. ....	91
Anexo 4. Tabla 4.3 CSCR-2010. ....	92
Anexo 5. Tabla 6.1 CSCR-2010. ....	93
Anexo 6. Tabla 7.1 CSCR-2010. ....	93
Anexo 7. Tabla 4.1 CSCR-2010. ....	94
Anexo 8. Tabla 4.1 CSCR-2010. ....	94
Glosario.....	95

### Índice de figuras

Figura 1. Perfiles laminados típicos.....	10
Figura 2. Tipos de Acero Utilizados.....	11
Figura 3. Tipos de edificios de acero.....	12
Figura 4. Movimiento rectilíneo.....	14
Figura 5. Movimiento armónico simple.....	15
Figura 6. Esquema modelo de un grado de libertad.....	16
Figura 7. Curva esfuerzo-deformación del acero.....	18
Figura 8. Diagrama esfuerzo-deformación de acero frágil.....	18
Figura 9. Ensayo de tenacidad Charpy.....	20
Figura 10. Diagrama típico de esfuerzo-deformación para acero dúctil.....	21
Figura 11. Efectos de segundo orden.....	24
Figura 12. Criterios de aceptabilidad para análisis no lineal.....	27
Figura 13. Curva momento rotación de los elementos.....	29
Figura 14. Configuración del edificio de 5 niveles.....	35
Figura 15. Configuración del edificio de 3 niveles.....	35
Figura 16. Configuración en planta de los edificios.....	38
Figura 17. Combinaciones de carga.....	39
Figura 18. Marco de 5 niveles - Eje X.....	40
Figura 19. Marco de 5 niveles - Eje Y.....	41
Figura 20. Marco de 3 niveles - Eje X.....	43
Figura 21. Marco de 3 niveles - Eje Y.....	44
Figura 22. Paso 4 Pushover - Eje X - Edificio 5 niveles.....	59
Figura 23. Paso 7 Pushover - Eje X - Edificio 5 niveles.....	60
Figura 24. Paso 14 Pushover - Eje X - Edificio 5 niveles.....	60
Figura 25. Paso 4 Pushover - Eje Y - Edificio 5 niveles.....	61
Figura 26. Paso 6 Pushover - Eje Y - Edificio 5 niveles.....	62
Figura 27. Paso 13 Pushover - Eje Y - Edificio 5 niveles.....	63
Figura 28. Paso 3 Pushover - Eje X - Edificio 3 niveles.....	65
Figura 29. Paso 4 Pushover - Eje X - Edificio 3 niveles.....	65
Figura 30. Paso 12 Pushover - Eje X - Edificio 3 niveles.....	66
Figura 31. Paso 14 Pushover - Eje X - Edificio 3 niveles.....	67
Figura 32. Paso 2 Pushover - Eje Y - Edificio 3 niveles.....	67
Figura 33. Paso 4 Pushover - Eje Y - Edificio 3 niveles.....	68

Figura 34. Paso 16 Pushover - Eje Y - Edificio 3 niveles.....	69
Figura 35. Curva de capacidad – Edificio 5 niveles. ....	70
Figura 36. Curva de capacidad – Edificio 3 niveles. ....	70
Figura 37. Curva de Demanda - Capacidad espectral – 5 niveles - Eje X. ....	72
Figura 38. Curva de Demanda - Capacidad espectral – 5 niveles - Eje Y. ....	73
Figura 39. Curva de Demanda - Capacidad espectral – 3 niveles - Eje X. ....	74
Figura 40. Curva de Demanda - Capacidad espectral – 3 niveles - Eje Y. ....	75
Figura 41. Curva de Demanda - Capacidad espectral - Eje X. ....	76
Figura 42. Curva de Demanda - Capacidad espectral - Eje Y. ....	76
Figura 43. Curva de Demanda - Capacidad espectral - Edificio 5 niveles ....	77
Figura 44. Curva de Demanda - Capacidad espectral - Edificio 3 niveles ....	78
Figura 45. Curva de Capacidad Eje Y - Edificio 3 niveles.....	78
Figura 46. Demanda vs Capacidad Espectral Eje X .....	81
Figura 47. Curva Sa-Sd para edificios de 5 niveles. ....	82
Figura 48. Resultados del método de capacidad espectral del edificio E8 en el sentido X.....	82

### Índice de tablas

Tabla 1. Tipos de marcos resistentes a momento. ....	22
Tabla 2. Datos para el cálculo del coeficiente sísmico – Edificio 5 niveles.....	37
Tabla 3. Datos para el cálculo del coeficiente sísmico – Edificio 3 niveles.....	37
Tabla 4. Cargas gravitacionales.....	39
Tabla 5. Resumen de peso y fuerzas sísmicas – Edificio 5 niveles.....	42
Tabla 6. Revisión de derivas y recálculo del período – Edificio 5 niveles.....	42
Tabla 7. Revisión de derivas y recálculo del período – Edificio 5 niveles.....	43
Tabla 8. Resumen de peso y fuerzas sísmicas – Edificio 3 niveles.....	45
Tabla 9. Revisión de derivas y recálculo del período – Edificio 3 niveles.....	45
Tabla 10. Revisión de derivas y recálculo del período – Edificio 3 niveles.....	45
Tabla 11. Capacidad de elementos del edificio de 5 niveles. ....	46
Tabla 12. Capacidad de elementos del edificio de 3 niveles. ....	47
Tabla 13. Comparación de capacidad de los elementos del edificio de 5 niveles. .....	49
Tabla 14. Comparación de capacidad de los elementos del edificio de 3 niveles. .....	49
Tabla 15. Cumplimiento vigas de carga ante flexión. ....	50
Tabla 16. Cumplimiento vigas de carga ante cortante.....	50
Tabla 17. Cumplimiento vigas de amarre ante flexión.....	51
Tabla 18. Cumplimiento vigas de amarre ante cortante. ....	51
Tabla 19. Cumplimiento de columnas ante carga axial.....	51
Tabla 20. Cumplimiento vigas de carga ante flexión .....	52
Tabla 21. Cumplimiento vigas de carga ante cortante.....	52
Tabla 22. Cumplimiento vigas de amarre ante flexión.....	52
Tabla 23. Cumplimiento vigas de amarre ante cortante. ....	52
Tabla 24. Cumplimiento de columnas ante carga axial.....	53
Tabla 25. Efectos P- $\Delta$ Eje X - Edificio de 5 niveles.....	54
Tabla 26. Efectos P- $\Delta$ Eje Y - Edificio de 5 niveles.....	55
Tabla 27. Efectos P- $\Delta$ Eje X - Edificio de 3 niveles.....	56
Tabla 28. Efectos P- $\Delta$ Eje Y - Edificio de 3 niveles.....	56
Tabla 29. Detallado sísmico para marcos IMF.....	57
Tabla 30. Resultados del Pushover para el edificio de 5 niveles.....	58
Tabla 31. Resultados del Pushover para el edificio de 3 niveles.....	64

## Capítulo I. Introducción

### 1.1. Antecedentes

La Universidad Latina de Costa Rica ha venido formando un programa de investigación, en el cual, a lo largo de varios años, se ha venido estudiando ampliamente el tema de análisis no lineal en las estructuras de acero, sin embargo, se quiere evaluar el comportamiento del análisis no lineal en edificios de acero con marcos a momento y determinar su capacidad.

Para introducir esta propuesta, se mencionarán algunos estudios que se han desarrollado tanto a nivel del programa de investigación como a nivel nacional y que están relacionados con el tema.

Acosta (2005) desarrolló un proyecto de investigación titulado *Análisis del Comportamiento No Lineal y de la Demanda de Ductilidad de Marcos de Acero Estructural tipo Marco Especial (SMF)*. El proceso que se realizó fue una comparación de la capacidad de cargas de la estructura ante las cargas laterales contra la capacidad de carga teórica de la estructura, desarrollando esto en tres diseños de edificios con la misma configuración, sin embargo, aplicando una pequeña variación en los límites de deriva. Asimismo, el diseño se basó en el método estático del CSCR-02 (código utilizado en ese entonces). Este análisis se desarrolló por medio de métodos no lineales y se llegó a la conclusión que estos desplazamientos variaban a los establecidos por el código.

Por otra parte, en la Universidad Latina de Costa Rica, Amador (2020) desarrolló un trabajo final de graduación llamado *Evaluación por desempeño sísmico por marcos de acero formados por columnas HSS en acero ASTM 500 y secciones de vigas W en acero ASTM A992*. En esta investigación, se realizó una evaluación aplicando tanto el método estático como dinámico. Luego de esto se desarrolló un análisis no lineal mediante la aplicación de distintas cargas crecientemente a la estructura, con el fin de llegar al colapso y determinar la capacidad de la estructura.

Solórzano (2021) desarrolló la *Evaluación de Respuesta por Capacidad de Edificios de Acero Tipo Dual*, en la cual se elaboró el diseño de dos edificios con la misma configuración, sin embargo, uno fue tipo dual y otro tipo marco arriostrado concéntricamente especial. Estos fueron analizados por medio del análisis no lineal



estático, con el fin de determinar los valores de carga y deformación para demostrar la capacidad de respuesta de cada edificio.

También Blackamore (2021) en *Análisis de comportamiento de Estructura de Acero tipo Marco IMF* compara dos tipos de configuraciones de marcos a momento: los intermedios combinados con sistemas gravitacionales y los de conexiones rígidas en todas direcciones. Obteniendo como resultado que el control de las derivas genera un aumento en la rigidez y por ende adquiriendo una ganancia de sobre resistencia en la estructura.

Por otro lado, se mencionarán a continuación algunos estudios relacionados con este tema que se han desarrollado a nivel internacional.

Cortes (2017) desarrolló una investigación acerca del *Análisis Dinámico No Lineal de Edificios de Acero Sometidos al Sismo de Quetame del Año 2008 y al Sismo de la Mesa de Los Santos del Año 2015 Registrados en Bogotá D.C.* Básicamente, se pretendía conocer la respuesta sísmica para varios tipos de sistemas estructurales que se caracterizaban por su altura, para ello se diseñó 6 edificaciones de acero resistentes a momento o arriostrados con alturas de 5, 12 y 20 pisos. Asimismo, el sismo para cada estructura fue analizado en 3 direcciones, identificando mediante la aplicación del método dinámico no lineal las zonas de Bogotá que presentaba las mayores derivas y el mayor nivel de daño.

Rahmani et al. (2019) llevaron a cabo una investigación basada en el *Análisis Pushover de Límite Superior Adaptativo para Pórticos de Acero de Momento de Gran Altura*. Mediante la aplicación del análisis estático no lineal, se evalúa el desempeño sísmico que poseen los edificios altos de acero con marcos a momento, tomando en consideración los modos de vibración y cambios progresivos en las características dinámicas con el fin de conocer la respuesta inelástica que tenían estos edificios.

Barbagallo et al. (2019) desarrollaron un artículo acerca de *Evaluación Sísmica de MRF de Acero mediante Análisis de Empuje Cíclico* implementando la posibilidad de utilizar como herramienta el Análisis Cíclico de Empuje en sistemas de marcos rígidos para evaluar su comportamiento de sísmico y poder validar el dicho análisis.

Campos y Morales (2020) realizaron una investigación enfocada a la *Evaluación del Desempeño Sísmico mediante el Análisis Estático No Lineal del Palacio Municipal del C.P. de Jirac, Pira, Huaraz, 2020*, esto con el objetivo de observar el comportamiento de la estructura y determinar su desempeño sísmico mediante la curva de capacidad de la estructura, determinando sus mecanismos de falla. Finalmente, se determinó que la estructura es segura cumpliendo con un desempeño funcional.

## **1.2. Planteamiento del problema**

El código sísmico de Costa Rica (CSCR-2010) establece diferentes métodos y lineamientos obligatorios para el diseño de estructuras compuestas por marcos de acero. Estos criterios de diseño son basados en las normativas del AISC, la cual establece que, para sistemas de marcos tipo IMF, deben estar compuesto por una sección base de marcos resistentes a momento y otras secciones compuestas de sistemas gravitacionales, con la finalidad de que el diseño sea lo más óptimo posible; sin dejar de lado la prioridad de protección de la vida humana, pero considerando también el costo y la resistencia de la estructura. Sin embargo, en nuestro país, a pesar de que el CSCR-2010 se basa en esta norma, no se aplica este tipo de diseño debido a los diferentes criterios adicionales a la resistencia y prácticas constructivas que se realizan en el país.

Este análisis busca realizar el diseño de dos estructuras de acero tipo marco intermedio (IMF) de 3 niveles y 5 niveles, utilizando la normativa que establece el CSCR-2010 y utilizando el método no lineal. Asimismo, el análisis no lineal es utilizado actualmente por el código como método de verificación, sin embargo, se pretende involucrar en esta investigación por medio del método conocido como 'Pushover', el cual se define como la aplicación de cargas monotónicas crecientes, con la finalidad de lograr evaluar el comportamiento de este tipo de configuración provocando su falla, esto con el objetivo de definir la ductilidad del sistema encontrando su punto de cedencia y punto último.

Finalmente, esta investigación desea analizar a fondo el comportamiento no lineal de este tipo de diseño, con el propósito de buscar conclusiones a favor del mejoramiento y la optimización en las prácticas constructivas que se usan actualmente en el país, debido a que algunas estructuras adquieren una alta sobrerresistencia que

podría ser considerada innecesaria, provocando que estas adquieran mayor rigidez y por ende provocando que haya un aumento en los tiempos constructivos y un aumento significativo en los costos de las estructuras.

### **1.3. Objetivo general**

Evaluar mediante análisis no lineal estático el desempeño de edificios de acero con marcos a momento tipo IMF de 3 y 5 niveles.

### **1.4. Objetivos específicos**

- Diseñar dos edificios de acero con marcos a momento tipo IMF combinado con sistemas gravitacionales de 3 y 5 niveles.
- Analizar las estructuras mediante la aplicación del método no lineal, a través del software SAP2000.
- Determinar los mecanismos de falla en donde se da la aparición de rotulas plásticas en los sistemas.
- Desarrollar la curva de capacidad de cada sistema a base de marcos a momento combinado con sistemas gravitacionales.
- Analizar la demanda por capacidad de las estructuras, por medio de la curva de aceleración espectral vs. el desplazamiento espectral.

### **1.5. Justificación**

El diseño estructural en nuestro país se rige a partir del CSCR-2010, el cual es un reglamento que debe ser considerado obligatoriamente. Este reglamento posee distintas secciones para la construcción, entre ellas el acero, esta sección de diseño es elaborada con base en normas como el AISC, sin embargo, son aplicadas de diferente manera con relación a los criterios de demanda.

Como se mencionó anteriormente, a pesar de que el diseño en acero del CSCR-2010 se basa en las normativas como el AISC, se desea analizar los lineamientos de diseño que esta establece para los edificios de acero con base en marcos resistentes a momento, además de lo anterior, cabe destacar que en nuestro país se desarrollan prácticas constructivas en marcos de acero con sus conexiones a momento en ambos ejes, lo cual podría no ser lo más adecuado. Por esta razón, esta investigación pretende estudiar a fondo si es posible utilizar este tipo de diseño conformado por un sistema mixto (basado en una combinación de sistemas sismorresistentes con sistemas gravitacionales), con el objetivo de evaluar y verificar si se está trabajando de una

manera adecuada o si existe la posibilidad de mejorar las prácticas constructivas actuales; además, si podría generar un punto de comparación o de partida para futuras investigaciones, las cuales ayudarían a promover criterios de mejora con respecto a las prácticas de diseño estructural en acero.

Cabe mencionar que el análisis no lineal podría permitir hallar ciertos patrones de comportamiento que se generan en este tipo de estructuras y, con ello, evaluar la posibilidad de modificar o corregir parámetros con el fin de obtener una mejor optimización con respecto a los criterios de diseño utilizados para los sistemas de marcos. Asimismo, este tipo de estudio podría generar un desarrollo importante a nivel nacional, ya que Costa Rica está ubicado en una zona altamente sísmica y, por lo tanto, aplicando correctas prácticas constructivas puede traer beneficios importantes para la ingeniería estructural de nuestro país.

### **1.6. Alcances**

1. El diseño se llevará a cabo con base en los criterios CSCR-2010, AISC 360-16, AISC 341-16.
2. Las configuraciones de las estructuras serán a base de marcos a momento combinada con sistemas gravitacionales de tres y cinco niveles con una misma huella de 22 m de largo por 6 m de ancho.
3. El comportamiento de las estructuras se realizará mediante la aplicación de cargas monotónicas crecientes.
4. Se realizará tanto el diseño de viga como de la columna, ya que son los elementos principales que conforman los sistemas de marcos.
5. Se utilizarán perfiles laminados en caliente de molino A992 grado 50.

### **1.7. Limitaciones**

1. Las conexiones de viga – columna se tomarán como conexiones rígidas.
2. No se tomará en cuenta el análisis del suelo – estructura.
3. En las configuraciones de los edificios no se tomarán en cuenta ductos para elevadores ni escaleras.
4. No se realizarán pruebas de laboratorio debido al alto costo, es por esta razón que se van a realizar simulaciones numéricas por medio del software.
5. Existen pocos antecedentes a nivel nacional, por lo tanto, se utilizará bibliografía mayor a 5 años.

### **1.8. Impacto**

Este proyecto de investigación pretende generar un impacto que logre incorporar nuevos conocimientos o aportes a la ingeniería estructural, a temas de diseño y a prácticas constructivas de los edificios de acero, ya que su principal intención es generar posibles cambios en los códigos nacionales existentes que rigen para el diseño. Aunque dichos códigos son adaptados de normativas estadounidenses, esto a veces no es lo más adecuado, ya que estos reglamentos varían mucho de las condiciones que se tienen en cada país. Para llevar a cabo esta propuesta, se realizó la aplicación del método del análisis no lineal, no solo como método de verificación, sino también para estudiar el comportamiento de las estructuras a partir de datos representativos que muestran patrones de comportamiento, generados por medio del análisis de capacidad.

Del mismo modo, se desea exponer si este tipo de sistema mixto (basado en una combinación de sistemas sismorresistentes con sistemas gravitacionales) funciona y suple las necesidades constructivas que rigen en el país, para crear consciencia si estamos desarrollando un diseño estructural adecuado, debido a que el diseño de este tipo de estructuras adquieren una alta sobrerresistencia generando que estas sean más rígidas y, por lo tanto, aumenten los tiempos constructivos y por ende también los costos de construcción.

Finalmente, esta investigación enfocada a un tipo sistema mixto pretende impactar en el desarrollo de futuros proyectos de investigación respecto a un tema similar o inclusive enfocada a otro tipo de comportamiento de las estructuras de acero a base de marcos rígidos.

### **1.9. Hipótesis**

Con base en investigaciones anteriores que han utilizado este tipo de metodología, se deja en evidencia que las estructuras a base de marcos a momento presentan una mayor sobrerresistencia que el supuesto de diseño; por lo tanto, si se diseña una estructura de mayor flexibilización, esta puede desarrollar un comportamiento distinto.

## Capítulo II. Marco teórico

### 2.1. Acero estructural

El acero estructural es un material utilizado para la construcción de estructuras que sean sismorresistentes, está compuesto principalmente por hierro (Fe —aprox. 98%—) y carbono (C—aprox. 2%—). El carbono es un elemento fundamental en las propiedades del acero, ya que genera que el material tenga una mayor dureza y resistencia, sin embargo, este elemento es utilizado en pequeñas cantidades para que el acero no tenga afectaciones de fragilidad y problemas de soldabilidad, debido a que pequeñas cantidades de carbono hacen que el acero sea más suave y dúctil. Por otro lado, la adición de otros elementos puede lograr que el acero tenga una mayor resistencia, pero su costo y dificultad de fabricación aumentan considerablemente.

Los perfiles de acero se producen a partir de materiales crudos en diferentes fases como el proceso de fundición, en el cual se da la combinación de hierro con cantidades pequeñas de carbono y también cantidades pequeñas de otros elementos. Este proceso es realizado a elevadas temperaturas en torres cilíndricas, que son alimentadas mediante cargas de mineral de hierro, coque y piedra caliza. El coque es la fase en la cual el óxido de hierro se reduce a hierro, debido a la incorporación del carbono. Una vez desarrollado este proceso, la piedra caliza se quema uniéndose junto con los minerales y el coque formando la escoria, la cual es más liviana que el hierro y flota en la superficie de la chimenea. Por lo tanto, en el fondo de la chimenea se almacena el hierro fundido llamado el hierro de primera fusión, este material es producido en lingotes o transportado en estado líquido hasta la máquina de colada continua.

Según Vinnakota (2006) “los altos hornos son capaces de producir entre 8.000 y 10.000 toneladas de hierro de primera fusión, el cual contiene entre 4% a 5% de Carbono (C) y entre 0.1% a 0.5% de Fosforo (P)” (p. 18).

### 2.2. Molino de laminado

El molino de laminado también es conocido como molino de rodillo, este realiza el proceso de comprimir los lingotes que fueron extraídos del alto horno, reduciendo la sección y aumentando su longitud. Luego de realizado el proceso anterior, se procede a retirar las partes que contengan segregaciones, porosidades o huecos.

Una vez realizado todo este proceso, se procede a pasar las secciones de acero por las laminadoras de acabado, cambiando gradualmente la sección transversal para la elaboración de los diferentes tipos de perfiles estructurales como canales, ángulos, placas, rieles, tubos, entre otros. Este proceso también es conocido como perfiles laminados en caliente.

Países como Estados Unidos, China y la Unión Europea son los mayores productores a nivel mundial del acero estructural gracias a las ventajas y propiedades estructurales que posee, tales como un rango elástico amplio capaz de tolerar grandes esfuerzos y la recuperación de su tamaño y forma después de una deformación. Asimismo, posee una alta resistencia para soportar cargas considerables sin que aparezca una falla ni deformaciones plásticas, también la uniformidad del acero para no perder ciertas propiedades con la resistencia con el paso del tiempo.

Por otra parte, los aceros fabricados por medio del molino de laminado poseen una gran ductilidad, siendo una gran característica del material para permitir que trabaje bajo la acción de grandes esfuerzos después de su rango plástico sin llegar a la falla.

También, otra característica es la tenacidad del material, la cual es la medida de energía por unidad de volumen necesaria para deformar un cuerpo hasta su fractura. Básicamente, por medio de esta se logra determinar la capacidad que tiene el acero de absorber la energía antes de llegar a la fractura.

Con todo, el acero posee otras características que pueden ser desventajas como la corrosión, la cual puede afectar de forma directa las propiedades del acero reduciendo la resistencia, provocando así susceptibilidad al pandeo, problemas de fatiga y fractura frágil.

### **2.3. Clasificación de aceros estructurales**

Los aceros estructurales de molino o laminados en caliente se pueden clasificar en aceros con carbono, de alta resistencia, de baja aleación, resistentes a la corrosión, de baja aleación enfriados y templados, y aleación enfriados y templados. Estos tipos de clasificaciones son establecidas y estandarizadas por el American Society for Testing and Materials (ASTM) de Estados Unidos. Básicamente esta es una reglamentación muy utilizada a nivel internacional que indica la calidad de los

aceros estructurales, designado las principales especificaciones y requerimiento para que estos puedan ser utilizados en la construcción.

A continuación, se mencionarán la clasificación de algunos aceros estructurales:

### **2.3.1. Aceros con carbono**

Estos aceros son compuestos principalmente por carbono y manganeso. Su composición química es 1.7% C, 1.65% Mn, 0.60% Si y 0.60% Cu. Como se mencionaba anteriormente en este capítulo, el porcentaje de carbono debe ser en pequeñas cantidades debido a que podría afectar la ductilidad y soldabilidad del material. Por otro lado, el manganeso mejora los niveles de resistencia, pero puede disminuir la ductilidad; el silicio ayuda a la resistencia del material, pero, al igual que el carbono, debe ser en pequeñas cantidades para que no se presenten escamas y puedan afectar de alguna manera la uniformidad de este tipo de acero.

Existen algunos aceros con carbono como:

- ASTM A36: Este tipo de acero es el material más común utilizado en las construcciones. Este tipo de acero tiene un esfuerzo de fluencia mínimo de 36 ksi.

### **2.3.2. Aceros de alta resistencia y baja aleación**

Son conocidos normalmente como aceros de alta resistencia y están compuestos por cromo, columbio, cobre, manganeso, molibdeno, níquel, vanadio y zirconio. Estos aceros dulces poseen características como una alta resistencia, aleaciones tratadas térmicamente mejorando las propiedades mecánicas del acero, además posee esfuerzos de fluencia de 40 ksi a 70 ksi.

Existen algunos aceros de alta resistencia como:

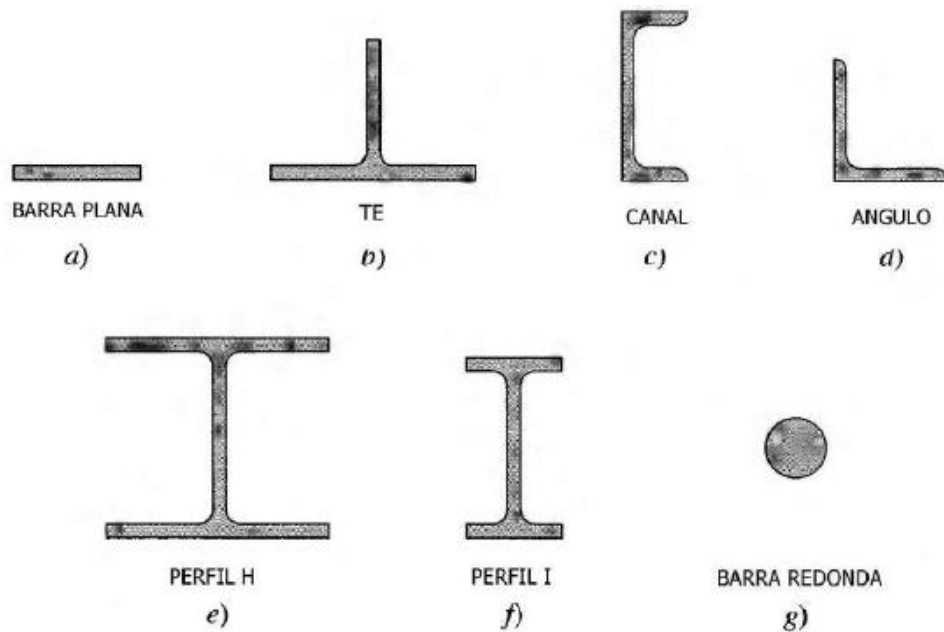
- ASTM A572: Este tipo de aceros es de baja aleación, pero de alta calidad de resistencia estructural y existen cinco grados de este tipo. Su contenido de carbono es entre 0.21% y 0.26%, porcentaje que depende del nivel de resistencia del acero. También es utilizado para la construcción de edificios y otras estructuras, sin embargo, no son recomendadas para la construcción de puentes.



- ASTM A992: Tipo de acero que conforman los perfiles W. Sus esfuerzos de fluencia van entre los 50 ksi y los 65 ksi. Asimismo, este tipo de acero es muy utilizado, ya que posee una gran ductilidad, soldabilidad y resistencia.

## 2.4. Perfiles de aceros

Existen diferentes tipos de perfiles utilizados en la construcción de estructuras de acero, sin embargo, pueden encontrarse una serie de estos aceros ‘estándar’ en el mercado nacional e internacional, como los que se muestran en la Figura 1. La mayoría de estos aceros son comúnmente utilizados, por lo cual cada uno posee distintas propiedades y su respectiva designación ASTM como se muestra en la Figura 2.



*Figura 1. Perfiles laminados típicos.*

Fuente: Manrique, A. Diseño Simplificado en Acero Estructural.

Shape	Steel Type		
	ASTM Designation	$F_y$ , ksi	$F_u$ , ksi
Wide flanged beams	A992	50–65	65
Miscellaneous beams	A36	36	58–80
Standard beams	A36	36	58–80
Bearing piles	A572 Gr. 50	50	65
Standard channels	A36	36	58–80
Miscellaneous channels	A36	36	58–80
Angles	A36	36	58–80
Ts cut from W-shapes	A992	50–65	65
Ts cut from M-shapes	A36	36	58–80
Ts cut from S-shapes	A36	36	58–80
Hollow structural sections, rectangular	A500 Gr. B	46	58
Hollow structural sections, square	A500 Gr. B	46	58
Hollow structural sections, round	A500 Gr. B	42	58
Pipe	A53 Gr. B	35	60

**Figura 2. Tipos de Acero Utilizados.**

Fuente: Williams, A. (2011). Steel Structures Design ASD/LRFD. McGrawHill.

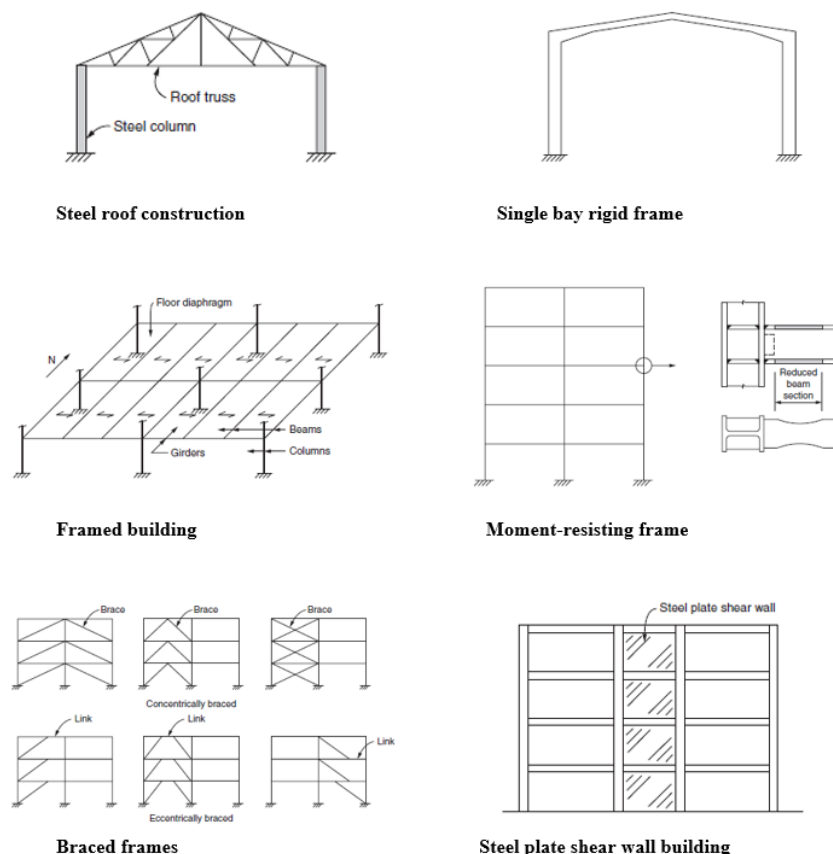
## 2.5. Tipos de edificios de acero

Según menciona Williams (2011) en su literatura de *Construcciones de Acero y Criterios de Diseño*, existen diferentes tipos de edificaciones de acero, las cuales generalmente son estructuras enmarcadas que van desde un nivel de piso a varios niveles de pisos.

A continuación, se mencionan los diferentes tipos de edificaciones de acero:

- Construcción de techo de acero (Steel roof construction): Este tipo de estructura es considerada de las más simples, conformadas por una armadura de techo de acero o una vigueta de alma abierta soportadas por columnas de acero.
- Estructura de vano rígida (Single bay rigid frame): Tipo de estructura utilizada comúnmente en la construcción de naves industriales, conformadas de marcos rígidos.
- Estructura tipo marco (Framed building): Estructura de marcos de acero, conformada principalmente por columnas, vigas y diafragmas de entrepiso.

- Estructura de marcos resistentes a momento (Moment-resisting frame): Este tipo de estructura está conformada principalmente por conexiones rígidas entre columnas y vigas, las cuales ayudan a resistir grandes cargas laterales logrando una ductilidad adecuada para disipar la energía por medio de las deformaciones inelásticas.
- Marcos arriostrados (Braced frames): Estructura tipo marco conformadas por dos tipos de arriostramiento, como lo es el concéntrico y excéntrico. Básicamente este método le genera estabilidad a la estructura y puede llegar a ser menos costosa que los marcos resistentes a momento.
- Estructura de acero con muros de corte (Steel plate shear wall building): Tipo de sistema que proporciona un control adecuado de derivas, evitando también problemas de torsión en la estructura, sin embargo, es un sistema que carece de redundancia.



**Figura 3. Tipos de edificios de acero.**

Fuente: Williams, A. (2011). Steel Structures Design ASD/LRFD. McGrawHill.

## 2.6. Dinámica

La dinámica se puede definir como el estudio que ocupa el movimiento acelerado de un cuerpo. Se divide en dos partes principales: la cinemática y la cinética. La cinemática se encarga de estudiar todos los aspectos relacionados al movimiento, incluyendo su desplazamiento, velocidad, aceleración y tiempo. Mientras que la cinética se encarga de estudiar los factores que se relacionan entre las fuerzas que actúan sobre un cuerpo, la masa del cuerpo y su movimiento. Esto con el objetivo de analizar las fuerzas que provocan el movimiento.

### 2.6.1. Cinemática rectilínea: movimiento continuo

La cinemática rectilínea obtiene su comienzo por parte de la dinámica, la cual desarrolla el análisis de una partícula que se mueve a lo largo de una trayectoria, despreciando su tamaño y forma debido a que el movimiento se caracteriza por su centro de masa, descartando sus rotaciones. Hibbeler (2010) menciona que la cinemática se caracteriza principalmente por precisar en la posición, velocidad y aceleración de una partícula.

La posición de la trayectoria de una partícula es definida por medio de un eje de coordenadas  $s$ , la cual establece una trayectoria a partir de un punto fijo llamado origen  $O$ . A partir de esto se mide la distancia expresada en unidad de medida, desde el origen a la partícula estableciendo la dirección de su trayectoria. La figura 4a muestra la posición de trayectoria rectilínea de una partícula.

Por otra parte, la cinemática también se caracteriza por el desplazamiento, que es definida como los cambios de posición de la partícula que se mueve de un punto a otro como se muestra en la figura 4b. Asimismo, se muestra su ecuación como:

$$\Delta s = s' - s$$

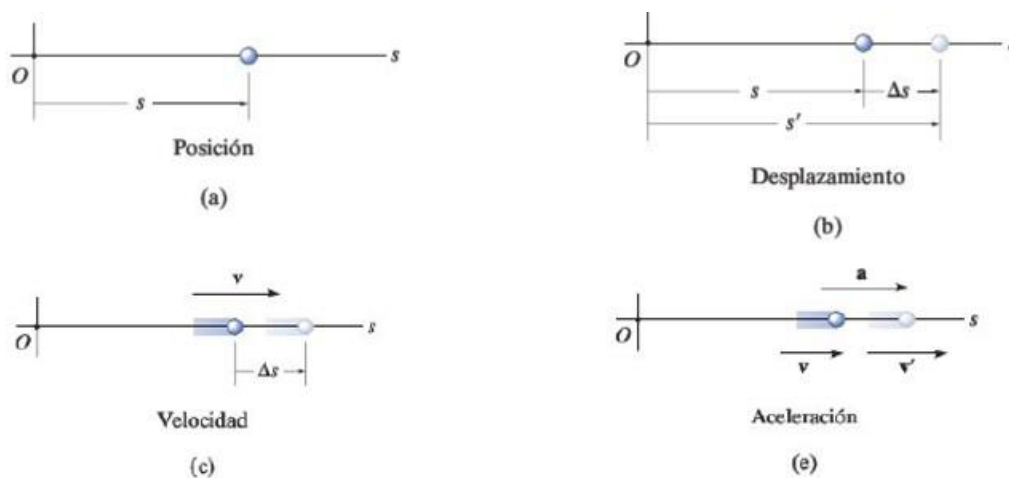
También, Hibbeler (2010) indica que el desplazamiento de una partícula es una cantidad vectorial, la cual deberá diferenciar la distancia que recorre dicha partícula representando la longitud total de la trayectoria.

La velocidad promedio depende principalmente de la distancia  $\Delta s$  que recorre la partícula en un intervalo de periodo  $\Delta t$ . La magnitud de velocidad es conocida como rapidez siendo una cantidad vectorial, la cual se expresa como:

$$v_{prom} = \frac{\Delta s}{\Delta t}$$

La aceleración promedio de una partícula se puede conocer a partir de la velocidad en dos puntos. Su magnitud indica el cambio de velocidad  $\Delta v$  en un intervalo de periodo  $\Delta t$ . Su ecuación es expresada como:

$$a_{prom} = \frac{\Delta v}{\Delta t}$$



**Figura 4. Movimiento rectilíneo.**

Fuente: Hibbeler, R. C. (2010). Ingeniería Mecánica Dinámica. (Decimosegunda Edición). Pearson.

## 2.7. Vibraciones

La dinámica estructural estudia vibraciones, las cuales se definen como movimientos periódicos de un cuerpo cuando es perturbada su posición de equilibrio estático y luego deja de vibrar sin ninguna excitación dinámica externa. Existen dos tipos de vibraciones, como lo son la libre y la forzada. Según Hibbeler (2010), la vibración libre se da por la intervención de fuerzas gravitacionales o elásticas, mientras que las vibraciones forzadas se dan por la acción de fuerzas externas periódicas que se aplican al sistema. Estos dos tipos de vibración pueden ser amortiguadas o no amortiguadas. Por otro lado, las vibraciones no amortiguadas son las que continúan por tiempo limitado, esto debido a que sus efectos de fricción son omitidos durante el análisis. Por lo tanto, las vibraciones amortiguadas es lo contrario

a las no amortiguadas, ya que se toma en cuenta las fuerzas internas y externas de fricción.

Existe un tipo de movimiento vibratorio más simple llamada la vibración libre no amortiguada, esta se realiza por medio del ejemplo del bloque atado a un resorte como se muestra en la figura 5(a), en este caso, los cuerpos actuantes experimentan vibración libre debido a las fuerzas gravitacionales y elásticas, provocando el movimiento de fuerzas reactivas que desplazan el cuerpo de su posición de equilibrio. Este tipo de sistema representa al denominado “un grado de libertad” (GDL), el cual requiere de solo un valor de desplazamiento independiente para especificar la posición deformada de todo el sistema respecto a su posición original. Asimismo, la Figura 5(a) el cubo representa la masa ( $m$ ), y un desplazamiento ( $x$ ). Además, se puede mencionar que este solo está siendo afectado por dos fuerzas, la aplicada al inicio del ejercicio y la fuerza inercial que esta provocó. Esto quiere decir que la masa ( $m$ ) va a tener un movimiento con un desplazamiento delta ( $x$ ) por un tiempo infinito, siempre y cuando la superficie sea lisa.

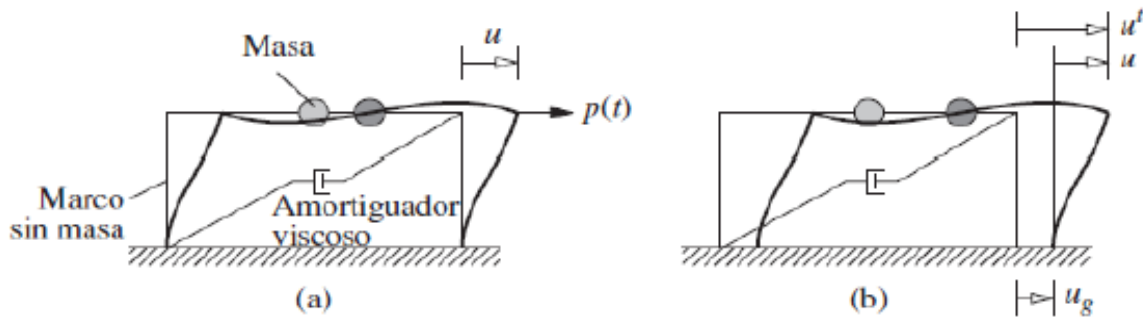
A continuación, se presentan las ecuaciones correspondientes:

$$\Sigma F_x = ma \quad -kx = ma$$



**Figura 5. Movimiento armónico simple.**

Fuente: Hibbeler, R. C. (2010). Ingeniería Mecánica Dinámica. (Decimosegunda Edición). Pearson.



**Figura 6. Esquema modelo de un grado de libertad**

Fuente: Chopra, A. K. (2014). Dinámica de Estructuras. (Cuarta Edición). Pearson.

Por otra parte, se menciona que la aceleración es relativamente proporcional al desplazamiento del bloque, describiendo a este tipo de movimiento como armónico simple, que se deben a la restauración de fuerzas gravitacionales y elásticas que actúan sobre un cuerpo, conocidas como fuerzas conservadoras. A partir de este se obtiene el término de frecuencia natural ( $\omega_n$ ). Este concepto de frecuencia natural está relacionado directamente con a la masa ( $m$ ) y la rigidez ( $k$ ) de la estructura.

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

La frecuencia ( $f$ ) es definida como el número de ciclos que se completan por unidad de tiempo, un cuerpo que experimente desplazamientos debido a si alteración del equilibrio estático entrará en vibración con una frecuencia natural ( $\omega_n$ ). La ecuación de frecuencia  $f$  se expresa como:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}}$$

El período ( $T$ ) del movimiento es el tiempo que durará la estructura en completar un ciclo completo, este usualmente se mide en segundos y se expresa como:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{1}{f}$$

Por otra parte, cabe destacar que, si la conservación de la energía se aplica para un sistema de cuerpos conectados, la frecuencia natural también se puede determinar por medio de la diferenciación con respecto al tiempo, por lo tanto, no es

necesario dividir el sistema para mostrar las fuerzas internas debido a que no realizan trabajo sobre dicho sistema.

El amortiguamiento es definido como un mecanismo de disipación de energía, lo que contribuye en las estructuras para que estas puedan disipar la energía sísmica, estos amortiguamientos pueden deberse a la fricción entre conexiones o la fricción propia entre elementos estructurales que conformen la estructura. Por otro lado, el grado de amortiguamiento va a depender directamente del tipo de estructura, materiales que la conforman, la intensidad del movimiento y el nivel de esfuerzos dentro del material. Cabe mencionar que debido a los parámetros de diseño del CSCR-2010, se va a utilizar un amortiguamiento de 5%.

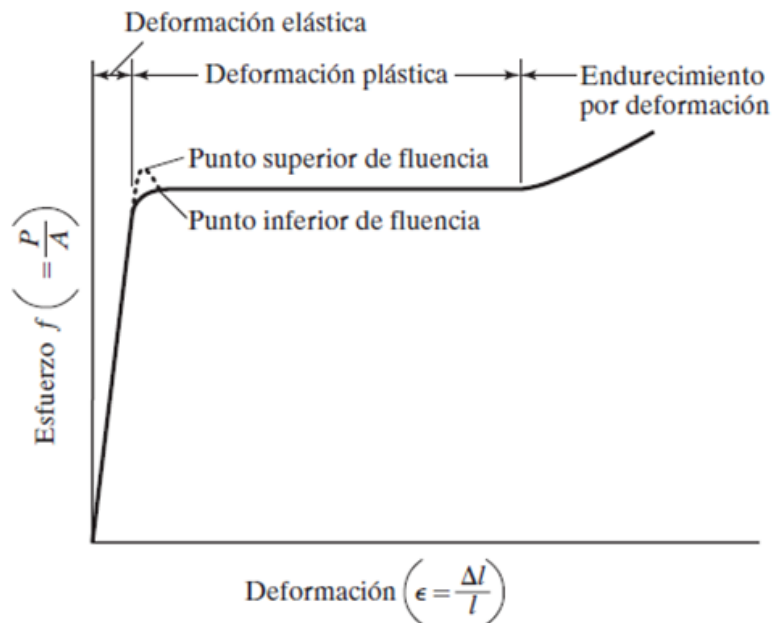
## **2.8. Relación esfuerzo-deformación del acero estructural**

La relación esfuerzo-deformación del acero varía dependiendo de sus propiedades, es representada mediante diagramas que muestran información del comportamiento del acero durante un incremento del esfuerzo, sin embargo, el mayor esfuerzo que puede resistir un material sin deformarse permanente es llamado límite elástico.

Por otra parte, el esfuerzo que genera una deformación en un material como el acero sin un incremento de este esfuerzo, se conoce como esfuerzo de fluencia. Este tipo de esfuerzo es el primer punto del diagrama (esfuerzo-deformación) y el más importante, debido a que diferentes cálculos en el diseño estructural se basan en este valor. Cabe destacar que las deformaciones que ocurren antes del esfuerzo de fluencia se conocen como deformaciones elásticas; mientras que las deformaciones que ocurren después son conocidas como deformaciones plásticas.

Una vez excedidas las deformaciones plásticas, existe un rango producido por esfuerzos adicionales que generan deformaciones y es llamado endurecimiento por deformación. En la Figura 6, se muestra el comportamiento de la curva típica de esfuerzo-deformación de un acero estructural, en ella se visualiza como la curva alcanza su esfuerzo máximo y luego disminuye antes de llegar a la falla. Este diagrama representa el típico comportamiento de una curva esfuerzo-deformación para aceros dúctiles.

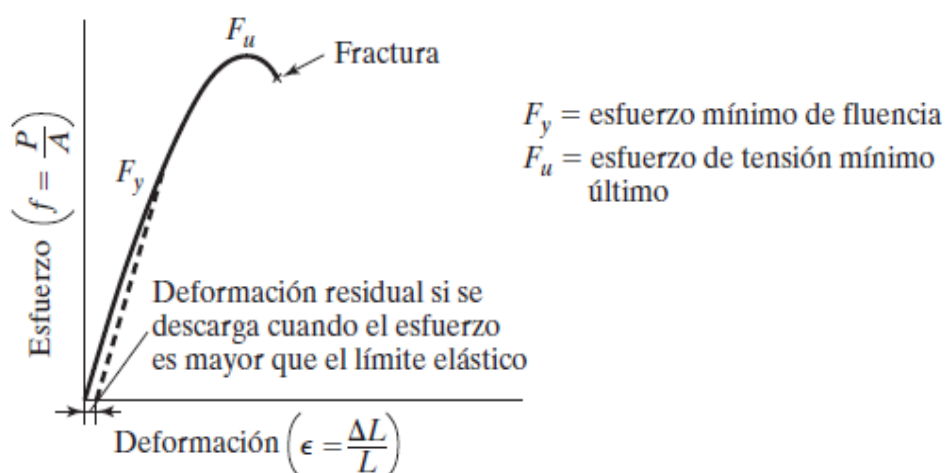




**Figura 7. Curva esfuerzo-deformación del acero.**

Fuente: McCormac, J. (2013). Diseño de Estructuras de Acero. (5ª Edición). Alfaomega.

Con respecto al gráfico anterior, cabe resaltar que conforme se aumenta el esfuerzo, la deformación también aumenta de una manera lineal hasta encontrarse con su punto de fluencia. Es en este punto que se presenta un incremento mayor en la deformación, sin presentarse un incremento importante en el esfuerzo, en este punto es donde comienza a actuar la ductilidad desarrollando una curva bilineal.



**Figura 8. Diagrama esfuerzo-deformación de acero frágil.**

Fuente: McCormac, J. (2013). Diseño de Estructuras de Acero. (5ª Edición). Alfaomega.

La Figura 7 muestra la representación de aceros frágiles, donde se visualiza un punto de fluencia bien definido que se determina como  $F_y$ . Una vez alcanzado este punto, se desarrolla el esfuerzo último representado como  $F_u$ . Por lo tanto, después de obtener este punto, el elemento llegaría a su punto de fractura.

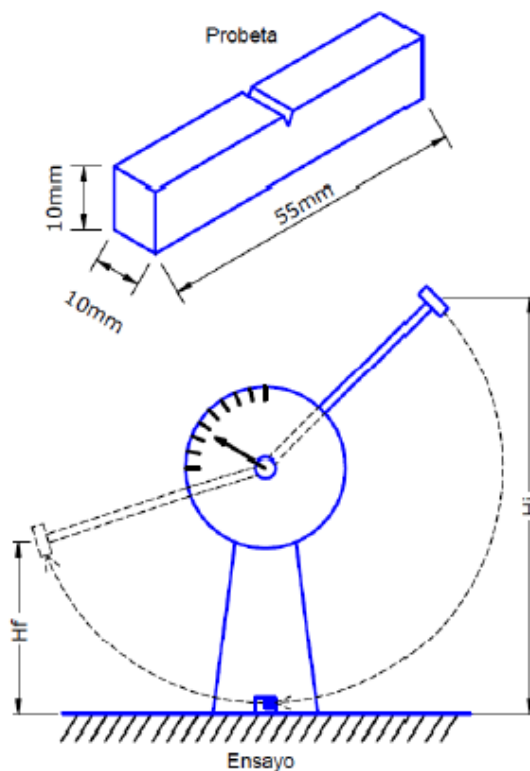
## 2.9. Espectro de respuesta

Según Chopra (2014), el espectro de respuesta se define mediante la gráfica del valor máximo de una cantidad de respuesta como una función del período de vibración natural del sistema o de un parámetro relacionado, como la frecuencia circular o la frecuencia cíclica. En estos gráficos es importante delimitar el amortiguamiento de la estructura, con el objetivo de lograr un correcto comportamiento tanto de la estructura como del espectro. Asimismo, el espectro es desarrollado a partir del acelerograma de un sismo, graficando ya sea el desplazamiento, velocidad o aceleración, tomando en cuenta diferentes estructuras que van a tener diferentes períodos.

Según el capítulo 5 del CSCR-2010, el factor espectral dinámico (FED) es el factor que modifica la aceleración de un sistema de un grado de libertad con respecto a la aceleración pico efectiva de diseño. Esto se genera en función a la zona sísmica, sitio de cimentación, ductilidad global de la estructura, periodo y amortiguamiento. En el anexo E se presentan todas las tablas con los espectros de respuesta en base a la función que le corresponde a la estructura y el cual será utilizado para obtener el dato de coeficiente sísmico.

## 2.10. Tenacidad

Según indica McCormac (2013), la tenacidad es una de la propiedad del acero, la cual mide la capacidad del acero de resistir a las fuerzas de impacto o de la capacidad de absorber incrementos repentinos de esfuerzos. Por otro lado, se indica que, entre más dúctil sea el acero, mayor es la tenacidad, por lo tanto, la ductilidad y la tenacidad son propiedades relacionadas entre sí. La tenacidad disminuye con respecto a los cambios de temperatura, esto puede llegar a afectar la ductilidad del material significativamente, además, cabe mencionar que la prueba para medir la tenacidad del acero es la prueba Charpy V.



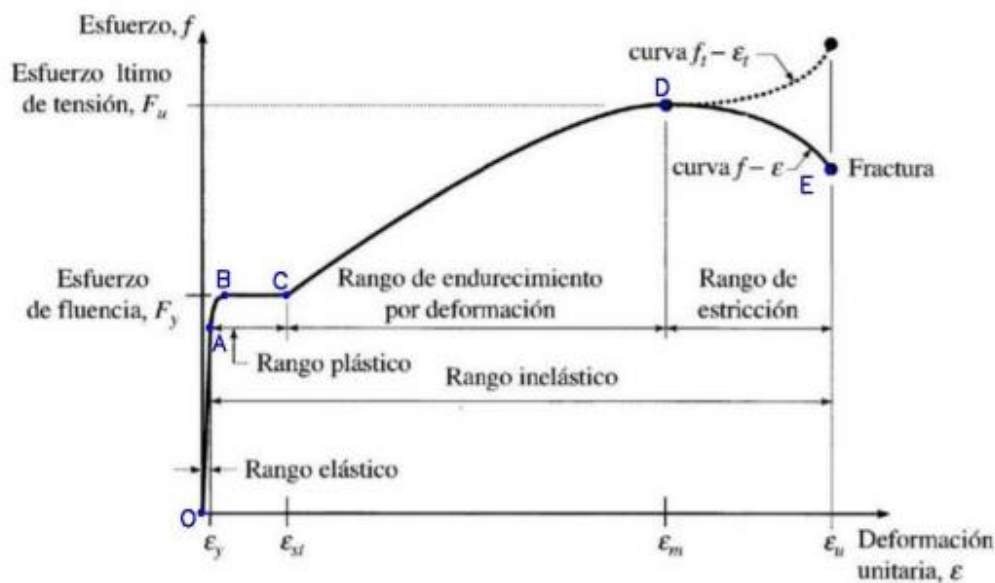
**Figura 9. Ensayo de tenacidad Charpy.**

Fuente: Adaptado de Crisafulli (2018).

En el ensayo de Charpy, la deformación afecta el comportamiento del acero. Por esta razón, cuando la deformación aumenta el esfuerzo de cedencia y el esfuerzo a la falla, aumentan, exceptuando a altas temperaturas, no obstante, este efecto es despreciable para aplicaciones de estructuras sismorresistentes.

### **2.11. Ductilidad**

La ductilidad es una de las propiedades más importantes del acero estructural, ya que permite que un material tenga la capacidad de deformarse plásticamente sin que sufra una fractura. Del mismo modo, la ductilidad juega un papel importante en el diseño, debido a que permite a un sistema deformarse ante cargas sísmicas disminuyendo la posibilidad de que esta incurra en la falla, es decir, que el sistema logre desarrollar un comportamiento inelástico.



**Figura 10. Diagrama típico de esfuerzo-deformación para acero dúctil.**

Fuente: Manrique (s. f.).

## 2.12. Marcos a momento

Los marcos a momento son los sistemas conformados por elementos de vigas y columnas, las cuales están unidas mediante conexiones rígidas. Son estructuras cuya resistencia lateral depende principalmente de la capacidad a flexión y corte de sus elementos. La capacidad de deformación sísmica queda sujeta a la resistencia máxima que alcanza la estructuras después de incurrir en después de su rango elástico.

Los edificios de acero a base de marcos a momento, de acuerdo con la nomenclatura del Instituto Americano de Construcciones de Acero (AISC) y el Código Sísmico de Costa Rica (CSCR-10), son calificados como: Marcos Ordinarios (OMF), Marcos Intermedios (IMF) y Marcos Especiales (SMF).

### 2.12.1. Tipos de marcos a momento

A continuación, se presenta una tabla con los tipos de marcos que propone el Código Sísmico de Costa Rica (CSCR-10).

**Tabla 1. Tipos de marcos resistentes a momento.**

Nombre	Abreviatura	Características
Marcos Intermedios	IMF	Soportan deformaciones inelásticas limitadas en sus miembros y conexiones, las cuales requieren el uso de conexiones precalificadas con una rotación de al menos 0.02 rad.
Marcos Especiales	SMF	Soportan grandes deformaciones inelásticas en sus miembros y conexiones, requiriendo el uso de conexiones precalificadas con una rotación de al menos 0.04 rad.
Marcos especiales a base de armaduras	STMF	Soportan grandes deformaciones inelásticas en sus miembros y conexiones, sin embargo, no permite claros mayores a 20 m y alturas que no excedan los 1.8 m.

**Fuente:** Elaboración propia con base del AISC341-16 y CSCR-10.

### 2.13. Desempeño sísmico de los marcos rígidos

El desempeño de los marcos rígidos generalmente actúa bajo las fuerzas internas de los elementos de una estructura correspondientes a su fuerza axial, cortante y momento. Considerando, desde un punto de vista sísmico, sin tomar en cuenta cargas gravitacionales por ocupación de la estructura, Bruneau et al. (2011) desarrolla ciertas conclusiones con respecto al comportamiento de los elementos, en las que menciona que las vigas presentan altos momentos, concentrados en sus extremos y relativamente bajas cargas axiales y de cortante. Las columnas presentan altos momentos y poca carga cortante, pero altas cargas axiales, esto debido a las deformaciones de la estructura en general. Asimismo, las zonas panel presentan transmisión de todas las cargas, con valores altos.

También, Schneider y Roeder (1992) mencionan que la forma con la cual se logra disipar estas cargas internas en los elementos es permitiendo la rotación de la estructura, incluso por pandeos laterales y locales, respetando los parámetros establecidos por los códigos de diseño sísmico. Cabe destacar que, a pesar de que los pandeos son necesarios, es importante evitar el pandeo de las columnas, ya que no es un fenómeno dúctil. En otras palabras, las columnas pueden pandearse, pero solo manteniendo sus cualidades elásticas.

Es importante mencionar que la forma de evitar el pandeo en columnas es por medio del diseño de columna fuerte/viga débil o SCWB (Strong-Column/Weak-Beam). Esto ocurre cuando un marco logra disipar la mayor energía histerética cuando se forman deformaciones plásticas en las vigas antes que en las columnas. Según menciona Schneider y Roeder (1992), estudios han demostrado que estructuras con columna débil/viga fuerte o WCSB presentan un requerimiento de ductilidad de hasta tres veces superior al esperado para un sistema SCWB. Además, se logra cuando la suma de la resistencia de momento en las columnas es superior a la suma de resistencia de momento en las vigas.

#### **2.14. Metodologías de diseño**

La literatura menciona que las principales metodologías de diseño para estructuras son ASD (Allowable stress design method) y LRFD (Load and Resistance Factor Design).

La metodología ASD, denominada también diseño elástico, consiste en determinar los esfuerzos que se presentan en las secciones críticas de los elementos estructurales bajo la acción de las cargas de servicio, considerando un comportamiento elástico del material y que los elementos están diseñados correctamente cuando los esfuerzos, provocados por las cargas en los elementos, no exceden los esfuerzos permisibles.

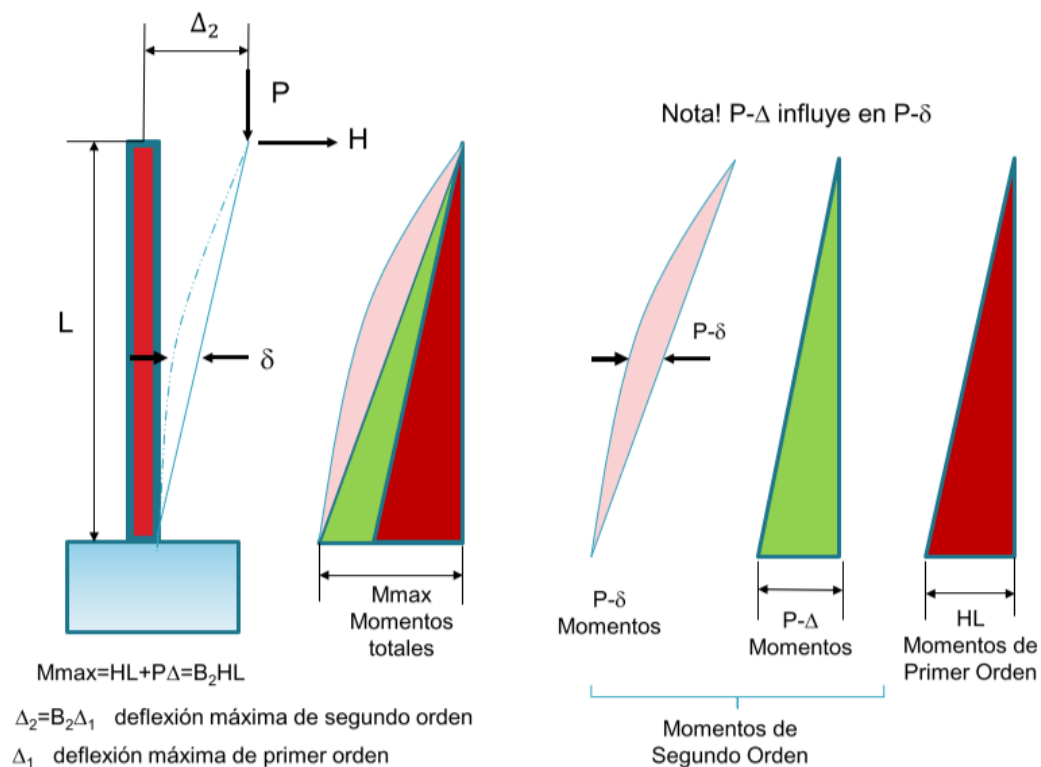
Los esfuerzos permisibles son estipulados en las especificaciones de diseño de acuerdo con el tipo de elemento estructural, el tipo de acero y solicitaciones a las que va a estar sometida la estructura. Asimismo, estos esfuerzos permisibles son una fracción del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia ( $F_y$ ) o del esfuerzo mínimo de ruptura en tensión ( $F_u$ ).

La metodología LRFD corresponde al diseño basado en la evaluación de una serie de estados límites, los cuales pueden definirse como una condición, aplicable a toda la estructura o a uno de sus componentes. Básicamente, consiste en la aplicación de cargas factorizadas a la estructura, en la cual estos factores aplicados a las cargas provienen de la teoría probabilística debido a que contempla eventos como variabilidad de resistencia en los materiales, la poca calidad en trabajos de mano de obra, los errores constructivos, etc.

Este método ha sido implementado por muchos países, debido a que se obtienen ciertas ventajas que generan el incremento de la seguridad ante diferentes condiciones de carga, ya que el factor de seguridad es más preciso ante los tipos de carga y las combinaciones utilizadas para el diseño.

### 2.15. Efectos de segundo orden

Los efectos de segundo orden hacen referencia a los esfuerzos internos de la estructura, esto debido a las deformaciones que presenta a partir de las fuerzas sísmicas.



**Figura 11. Efectos de segundo orden.**

Fuente: Esfuerzos Combinados, Gerardo Chacón, 2021.

Como se muestra en la Figura 11, el diagrama de color rojo representa el momento inicial, producido por una carga  $H$  aplicada a una cierta distancia  $L$ , el cual se conoce como momento de primer orden. Luego, se observa que se desarrolla un diagrama en color verde, el cual está relacionado con la carga axial de la columna y el desplazamiento del punto más alto. La carga  $P$  está desfasada con respecto al desplazamiento  $\delta$ , el cual se refiere al desplazamiento que varía a lo largo del elemento, generando un nuevo diagrama denominado momentos de segundo orden.

Según el apéndice 8 del AISC 360-16, para el cálculo de los efectos de segundo orden se permite realizar el cálculo por medio del análisis estructural y así obtener directamente  $P_r$  y  $M_r$  o por medio del método B1 – B2. Este último puede ser desarrollado con las siguientes ecuaciones:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

Donde,

$B_1$ : Factor que amplifica los efectos  $P-\delta$  determinado para cada miembro sujeto a compresión y a flexión, y cada dirección de flexión del miembro de acuerdo con la Sección 8.2.1.  $B_1$  debe ser tomado como 1,0 para miembros no sujetos a compresión.

$B_2$ : Factor amplificador que toma en cuenta los efectos  $P-D$ , determinados para cada entrepiso de la estructura y para cada dirección de traslación lateral de acuerdo con la sección 8.2.2.

$M_{lt}$ : Momento de primer orden usando las combinaciones LRFD o ASD, originado solo por el desplazamiento lateral de la estructura (N-mm).

$M_{nt}$ : Momento de primer orden usando las combinaciones LRFD o ASD, cuando en la estructura no hay desplazamiento lateral (N-mm).

$M_r$ : Resistencia requerida de segundo orden a flexión usando las combinaciones LRFD o ASD (N-mm).

$P_{lt}$ : Fuerza axial de primer orden usando las combinaciones LRFD o ASD, originado solo por el desplazamiento laterales de la estructura (N).



$P_{nt}$ : Fuerza axial de primer orden usando las combinaciones LRFD o ASD, cuando en la estructura no hay desplazamiento lateral (N).

$P_r$ : Resistencia requerida de segundo orden a tensión axial usando las combinaciones LRFD o ASD (N-mm).

## **2.16. Análisis Pushover**

El análisis Pushover es un método que permite estimar la capacidad de la estructura después del límite elástico hasta el esfuerzo último en el rango inelástico. Este análisis se realiza mediante la aplicación de cargas laterales que se incrementan de manera monótonica a la estructura en estado estático, obteniendo simultáneamente el cortante basal y el desplazamiento. La aplicación de estas cargas laterales comienza con un primer incremento a partir del primer modo de oscilación, llevando control de los ratios demanda-capacidad de los elementos. Esto con el fin de permitir demostrar varios comportamientos de una estructura como la predicción de posibles áreas débiles, como la formación secuencial de rótulas plásticas, las cuales se vinculan a diferentes niveles de desempeño. Así mismo, estos incrementos de carga terminan hasta que la demanda haya superado la capacidad de los elementos. Además, cabe resaltar que es importante llevar un control estricto de los cortantes basales y los desplazamientos en el techo, para una vez terminado el análisis poder realizar la curva de capacidad de la estructura y compararla con la demanda posible ante un evento sísmico. La demanda se relaciona con la amenaza sísmica y el sitio de ubicación de la estructura, así también como las características globales, mientras que la capacidad se asocia a la rigidez, resistencia y deformación de la estructura.

De igual forma, el análisis no lineal estático depende del actuar de las cargas gravitacionales en la estructura, las cuales producen las primeras deformaciones, para luego incrementar de forma secuencial las cargas laterales hasta formar la primera rótula plástica. Una vez se presenta la primera rótula plástica, se lleva a cabo una redistribución de rigidez de la estructura, y es así como se desarrolla el proceso iterativo hasta que la estructura alcance su falla. La rótula plástica es un concepto relacionado con este tipo de análisis y permite comprender más a profundidad el tema. Según García (2018), el concepto de rótula plástica puede definirse como mecanismos localizados en zonas específicas de los elementos estructurales, los cuales permiten la disipación de energía logrando así la redistribución de cargas, logrando un mejor

comportamiento global de la estructura. Así mismo, las rotulas aparecen en el instante en el que un elemento es sometido a cargas excesivas y sobrepasa el rango plástico. Así mismo, la literatura menciona los criterios de rendimiento de las rótulas en términos de sus estados de rotación y cómo esto puede afectar el rendimiento global de una estructura.

### 2.16.1. Criterios de aceptabilidad

El análisis no lineal es basado de los estados límites de la norma ASCE 41-17, la cual presenta los criterios de aceptación numéricos para los elementos o componentes individuales para los edificios. En la figura 12, se muestra la tabla 9-7.1 del ASCE 41-17, la cual presenta los parámetros de modelado y criterios de aceptación para procesos no lineales. Estos criterios se enfocan en los ángulos de rotación de vigas y columnas de acero, en las cuales a partir de los límites de rotación se establecen los niveles de desempeño en los elementos.

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	CP
<b>Beams</b>			
1. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$a = 90_y$ $b = 110_y$ $c = 0.6$	$a$	$b$
2. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$a = 40_y$ $b = 60_y$ $c = 0.2$	$0.75^a$	$a$
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.			
<b>Columns in Compression <sup>a,b</sup></b>			
1. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ and For $\frac{P_G}{P_{ye}} < 0.2$ $\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \left(1 - 0.71 \frac{P_G}{P_{ye}}\right)$ For $\frac{P_G}{P_{ye}} \geq 0.2$ $\frac{h}{t_w} \leq 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \left(2.93 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right) \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ $a = 0.8 \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{2.2} \left(0.1 \frac{L}{r_y} + 0.8 \frac{h}{t_w}\right)^{-1} - 0.0035 \geq 0$ $b = 7.4 \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{2.3} \left(0.5 \frac{L}{r_y} + 2.9 \frac{h}{t_w}\right)^{-1} - 0.006 \geq 0$ $c = 0.9 - 0.9 \frac{P_G}{P_{ye}}$	$0.5^a$	$0.75^b$	$b$

Figura 12. Criterios de aceptabilidad para análisis no lineal.

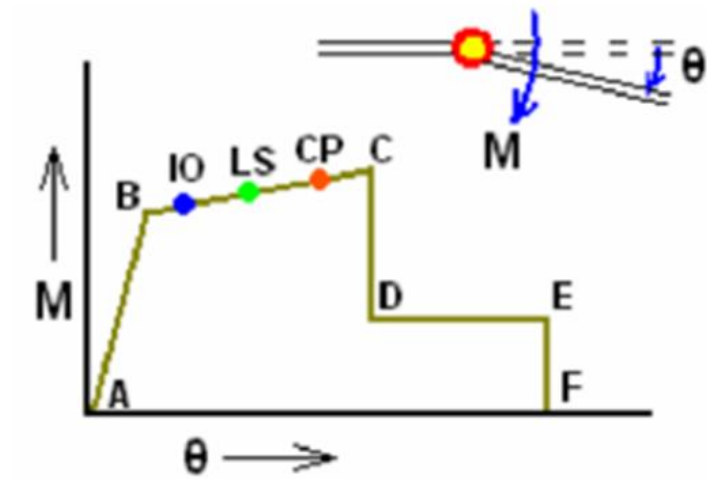
Fuente: ASCE 41-17.

### 2.16.2. Niveles de desempeño

El desempeño de una estructura depende de la manera en la que desarrolle su capacidad ante una demanda sísmica, la cual debe ser capaz de resistir. Así mismo, una vez determinada la curva de capacidad y obteniendo el desplazamiento de demanda, se puede evaluar el desempeño de la estructura, por medio del cual se verifica que los componentes estructurales no hayan sufrido un daño más allá de los límites aceptables de desempeño.

Para el análisis no lineal, el ATC-40 clasifica niveles de desempeño para los elementos que presentan posibles daños estructurales, entre los cuales se encuentran:

- **Ocupación inmediata (IO):** este nivel de desempeño ocurre cuando se presentan daños estructurales muy leves, de tal manera que estos elementos que conforman la estructura aun conserven sus características y capacidades que tenían antes de sismo. Así mismo, este tipo de nivel no pone en riesgo la vida de los ocupantes y permite que la estructura pueda ser ocupada de forma inmediata con reparaciones mínimas.
- **Seguridad de vida (LS):** el principal objetivo de este nivel de desempeño es asegurar la vida de los ocupantes, sin que se genere el colapso de la estructura y que los elementos que la conforman conserven una gran parte de su capacidad. Además, el riesgo de vida de los ocupantes por un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Cabe mencionar que este nivel es el límite de desempeño máximo que permite el CSCR-2010.
- **Prevención de colapso (CP):** este nivel ocurre cuando el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Así mismo, los daños que puede experimentar este nivel de desempeño podrían ser considerables, debido a la pérdida de rigidez y resistencia de los elementos. Además, puede haber un alto riesgo en la vida de los ocupantes debido a los posibles daños que presente el sistema, sin embargo, se debería seguir manteniendo la estabilidad del edificio. También, este nivel podría sugerir desalojar a los ocupantes por un tiempo indefinido para realizar las reparaciones del sistema.



*Figura 13. Curva momento rotación de los elementos.*

Fuente: Introducción Análisis No Lineal, Chacón G, 2022, “Presentación 2 – Diagramas momento curvatura y momento rotación”.

## **Capítulo III. Marco metodológico**

### **3.1. Paradigma**

El diseño de edificios de acero conformados por sistemas mixtos consiste en la combinación de sistemas sismorresistentes y gravitacionales y son utilizados en las prácticas constructivas debido a que permiten deformaciones internas que exceden el rango elástico a causa de los efectos que se dan por la acción sísmica sobre la estructura, logrando una adecuada respuesta de los elementos que la componen, evitando pérdidas en la resistencia y la estabilidad de la estructura.

### **3.2. Enfoque metodológico y métodos de investigación**

El enfoque metodológico de esta investigación es cuantitativo, debido a que la orientación de esta investigación corresponde al comportamiento estructural de un sistema, analizando los esfuerzos y las deformaciones mediante la incorporación del método no lineal. Todo esto mediante la introducción de variables independientes para realizar análisis de las variables dependientes.

Se espera que los sistemas de marcos desarrollen un comportamiento adecuado con respecto a la condición de columna fuerte – viga débil, logrando que los mecanismos de falla como la aparición de rótulas plásticas se generen principalmente en las vigas. También, la respuesta por capacidad de los edificios se dará por medio de la aplicación del método no lineal, permitiendo definir cuáles elementos deben desarrollar un comportamiento más dúctil.

El método de investigación corresponde a tipo cuasiexperimental, debido a que el desarrollo de análisis de los sistemas se evaluará mediante el uso de un software, logrando validar los datos necesarios para cumplir con los objetivos propuestos en la investigación. Asimismo, los códigos de referencia que se utilizará para el diseño estructural serán por medio del CSCR-10, AISC 341-16 y AISC 360-16.

### 3.3. Categorías de análisis de la investigación

<b>Objetivos</b>	<b>Variables independientes</b>	<b>Herramientas por utilizar</b>	<b>Variables dependientes</b>
<p>Diseñar dos edificios de acero con marcos a momento tipo IMF combinado con sistemas gravitacionales de 3 y 5 niveles.</p>	<p>Cargas gravitacionales y laterales a las que estará sometido el edificio.</p>	<p>Código Sísmico de Costa Rica (CSCR-10), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC 341-16) y Specification for Structural Steel Buildings (AISC 360-16).</p>	<p>Dimensionamiento de los elementos de vigas y columnas.</p>
<p>Analizar las estructuras mediante la aplicación del método no lineal, a través del software SAP2000.</p>	<p>Dimensionamientos y configuración de los edificios.</p>	<p>Software SAP2000.</p>	<p>Propiedades mecánicas de cada estructura.</p>

<p>Determinar los mecanismos de falla en donde se da la aparición de rotulas plásticas en los sistemas.</p>	<p>Diagrama de respuesta inelástica mediante el apoyo de SAP2000.</p>	<p>Aplicación de cargas monotónicas creciente mediante el software SAP2000.</p>	<p>Elementos estructurales como las vigas y las columnas.</p>
<p>Desarrollar la curva de capacidad de cada sistema a base de marcos a momento combinado con sistemas gravitacionales.</p>	<p>Cargas laterales que afectan al edificio.</p>	<p>Excel</p>	<p>Diagrama de respuesta por capacidad del edificio (<math>V_b</math> vs <math>\Delta</math>).</p>
<p>Analizar la demanda por capacidad de las estructuras, por medio de la curva de aceleración espectral vs. desplazamiento espectral.</p>	<p>Capacidad de las estructuras ante demanda sísmica.</p>	<p>Método de curva <math>S_a - S_d</math>, mediante sus respectivas fórmulas</p> $S_a = \frac{a_{ef} IFED}{SR} * g$ $S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 * S_a * \mu$	<p>Curva de demanda por capacidad espectral.</p>

### **3.4. Población, muestra y técnicas de muestreo**

La muestra en esta tesis de investigación corresponde a una no probabilística, debido a que no es enfocada a una variedad de edificios o un diseño aleatorio, sino que se pretende desarrollar un modelo estructural individual mediante una propuesta de marcos resistentes a momento tipo intermedio (IMF).

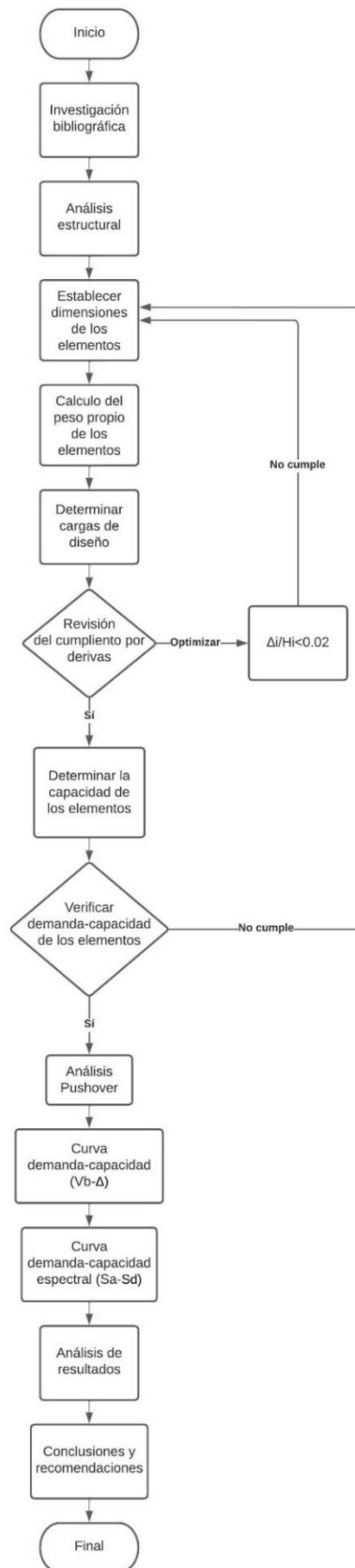
En cuanto a la configuración del edificio utilizado en esta investigación, su huella consistió en cuatro claros de 5,5 m con una dimensión total de 22 m en el eje X y solo un claro de 6m en el eje Y. Por otro lado, uno de los sistemas estará formado por tres niveles de 4 m con una altura total de 12 m, mientras que el otro sistema estará conformado por cinco niveles de 4 m con una altura total de 20 m. También, los elementos estarán conformados por perfiles W de acero.

Es importante conocer las propiedades del suelo y la zona sísmica donde se ubicará la estructura para determinar las propiedades de los elementos que van a conformar la estructura. Esto debido a que el suelo forma parte importante del edificio, ya que influirá en su comportamiento.

A continuación, en las figuras siguientes se puede observar las configuraciones correspondientes a los 2 modelos mencionados anteriormente. En estas figuras, los marcos que se identifican de color hacen referencia a marcos rígidos, mientras que los azules corresponden a marcos articulados.

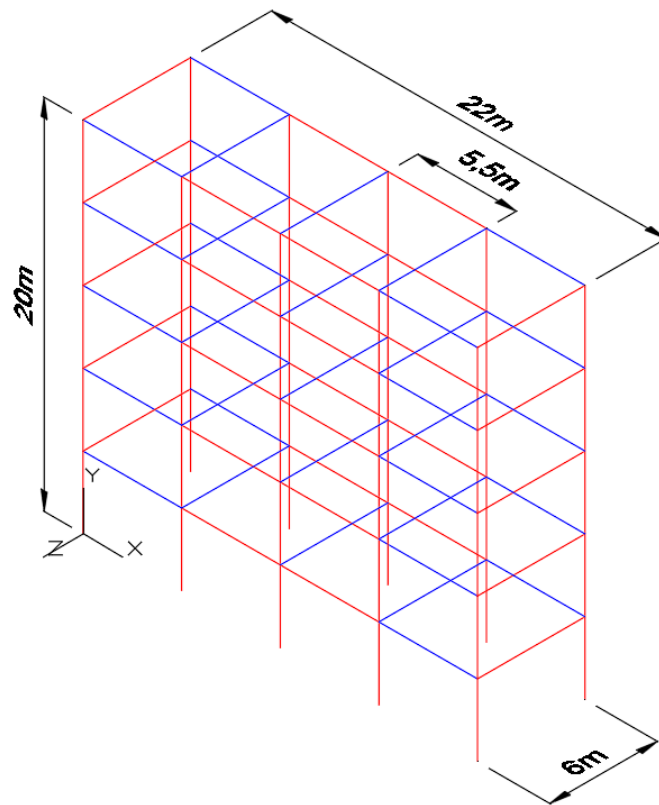


*Ilustración 1. Diagrama de flujo de la investigación.*



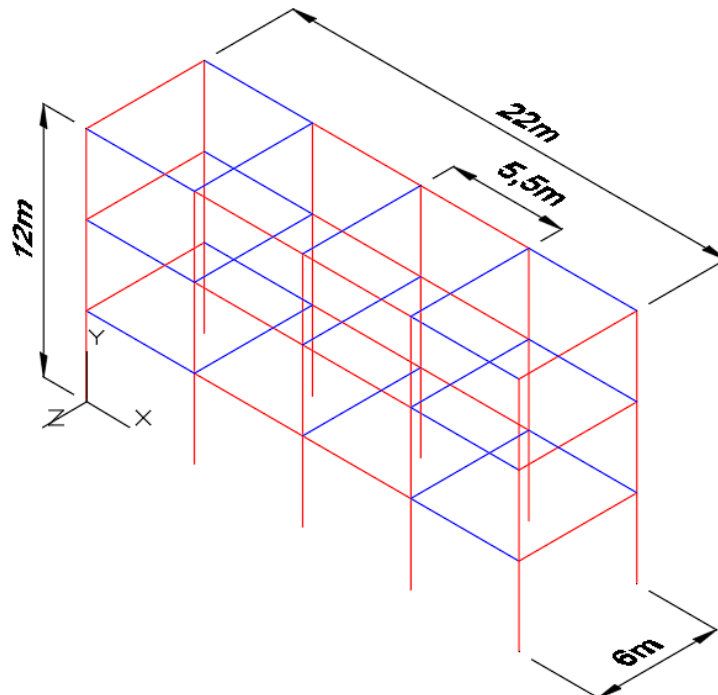
Fuente: Elaboración propia.

**Figura 14. Configuración del edificio de 5 niveles.**



Fuente: Elaboración propia.

**Figura 15. Configuración del edificio de 3 niveles.**



Fuente: Elaboración propia.

### **3.5. Técnicas e instrumentos para la recolección de datos**

La recolección de datos utilizada para el análisis se tomó por medio del software SAP2000, siguiendo los lineamientos correspondientes del Código Sísmico de Costa Rica (CSCR-2010), principalmente con el capítulo 7 para el modelado correcto de la estructura, aplicando el método estático que permita desarrollar un modelo estructural adecuado y representativo para el análisis del sistema.

Se realizó en primera instancia un dimensionamiento de los elementos que se van a utilizar por medio de una bajada de cargas, las cuales se realizarán mediante el programa de Excel, de tal manera que soporten la demanda de cargas. Además, se tomarán en cuenta las cargas permanentes y temporales que serán transmitidas a los elementos.

Una vez establecidos el dimensionamiento de los elementos establecidos, se modelará la estructura en el programa SAP2000 con el fin de corroborar los resultados y brindar validez del diseño.

### **3.6. Técnicas e instrumentación para el procesamiento y análisis de datos**

La instrumentación para el procesamiento y análisis de datos se desarrolló mediante los criterios estructurales básicos estipulados por el CSCR-10, AISC 360-16 y AISC341-16 para el diseño de estructuras de acero.

Primeramente, una vez realizada la bajada de cargas, se mostrarán tablas con las cargas totales por nivel, junto con tablas con las secciones de elementos a utilizar y que cumplan con las cargas previamente definidas. Luego se determinarán los valores de deriva para cada nivel del edificio.

Una vez realizada la bajada de cargas, se procederá a mostrar una tabla con las capacidades de los elementos de acuerdo con la función que desempeñan en la estructura. Estas capacidades de los miembros serán calculadas por el programa de análisis y se realizará una comparación con relación a las capacidades calculadas manualmente. Luego, en el programa SAP2000 se analizarán las estructuras, mostrando la demanda de cargas y la capacidad de cada una de las secciones.

Finalmente, se realizará un diagrama de aceleración espectral contra el desplazamiento espectral para evaluar la demanda – capacidad de la estructura.

### 3.7. Metodología de investigación

A continuación, se describirá cada uno de los procesos realizados para el análisis estructural de esta investigación, con el fin de desarrollar cada uno de los gráficos necesarios para el análisis de resultados.

#### 3.7.1 Diseño sismorresistente

La estructura de acero propuesta es tipo marco IMF, con una zonificación sísmica igual a III, sitio de cimentación S<sub>3</sub>, con un nivel de importancia normal y una ductilidad regular/moderada. A partir de toda esta información, se procede a realizar el cálculo del coeficiente que va a ser utilizado para el modelo.

Nombre	Simbología	Dato numérico	CSCR-2010
Aceleración pico efectiva	$a_{ef}$	0.36	Tabla 2.3
Factor Importancia	I	1	Tabla 4.1
Ductilidad global asignada	$\mu$	3	Tabla 4.3
Factor de sobrerresistencia	SR	2	Ecuación 5-1
Factor de desplazamiento inelástico	$\alpha$	0.7	Tabla 7.1
Estimación del período	$T=0.12*N$	0.6	Inciso 7.4.5
Factor Espectral Dinámico	FED	0.838	Tabla E.7
Coeficiente sísmico	$C_{sis}$	0.1508	Ecuación 5-1

**Tabla 2. Datos para el cálculo del coeficiente sísmico – Edificio 5 niveles.**

Fuente: Elaboración propia.

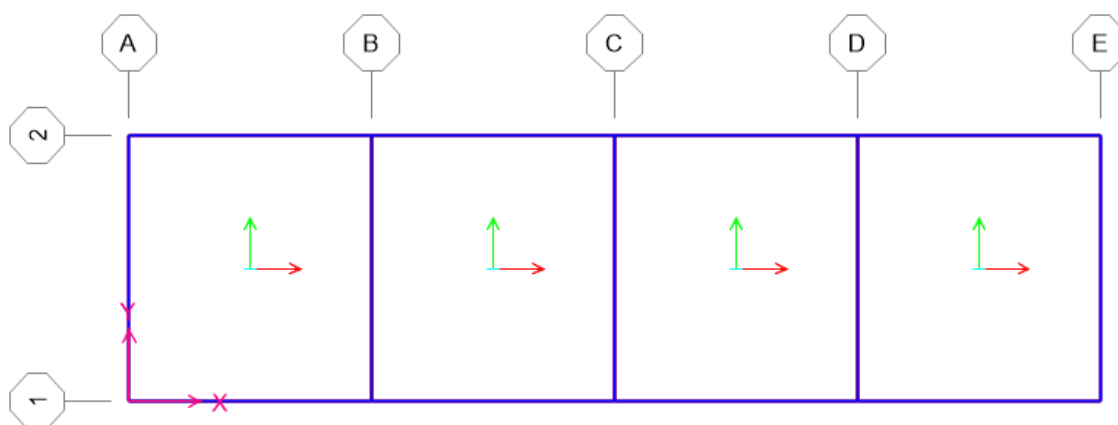
Nombre	Simbología	Dato numérico	CSCR-2010
Aceleración pico efectiva	$a_{ef}$	0.36	Tabla 2.3
Factor Importancia	I	1	Tabla 4.1
Ductilidad global asignada	$\mu$	3	Tabla 4.3
Factor de sobrerresistencia	SR	2	Ecuación 5-1
Factor de desplazamiento inelástico	$\alpha$	0.7	Tabla 7.1
Estimación del período	$T=0.12*N$	0.36	Inciso 7.4.5
Factor Espectral Dinámico	FED	1.118	Tabla E.7
Coeficiente sísmico	$C_{sis}$	0.2012	Ecuación 5-1

**Tabla 3. Datos para el cálculo del coeficiente sísmico – Edificio 3 niveles.**

Fuente: Elaboración propia.

Cabe resaltar que, en las tablas anteriores, el coeficiente sísmico calculado corresponde a la primera corrida.

La configuración de los dos edificios es la misma en planta, compuesta por cuatros vanos en la dirección X de 5,5 m cada vano y en la dirección Y compuesta por un vano de 6 m. La única diferencia que tienen los modelos es en su altura, ya que uno es de 3 pisos y el otro es de 5 pisos con una altura por nivel de 4 m en cada uno. Del mismo modo, es importante mencionar que esta configuración es un sistema combinado de nudos rígidos y nudos articulados. Los marcos de nudos rígidos se ubican en cada cara del edificio, en la dirección X en el Eje 1A al 1D y en el Eje 2A al 2D, mientras que en la dirección Y en el Eje A y E respectivamente.



**Figura 16. Configuración en planta de los edificios.**

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 16 se puede observar los ejes locales que indican la dirección hacia donde van la mayor carga, en esta, la flecha verde corresponde a las vigas de amarre, mientras que la flecha roja hace referencia a la diferencia de las vigas de carga.

### 3.7.2 Cargas gravitacionales

Para el cálculo de las cargas del edificio, se establecieron a partir del capítulo 6 del CSCR-2010, en este caso, la tabla 6.1 indica las cargas temporales unitarias mínimas y en ella se establece que, para el tipo de destino de oficinas, se debe utilizar una carga de  $250 \text{ kg/m}^2$ , mientras que para el nivel de azotea se indica una carga de  $200 \text{ kg/m}^2$ .

Por otra parte, con respecto a las cargas permanentes, se establecieron de acuerdo con documentos de fichas técnicas de los diferentes materiales que se vayan a utilizar, las cuales fueron establecidas de la siguiente manera. Así mismo, se indica que las cargas gravitacionales que se fijaron son las mismas para los dos modelos.

<b>Cargas gravitacionales</b>			
<b>Permanentes (kg/m<sup>2</sup>)</b>		<b>Temporal (kg/m<sup>2</sup>)</b>	
Sistema de entepiso	296	Oficinas	250
Acabados de piso	60	Azotea	200
Divisiones y cerramiento liviano	50		
Instalaciones electromecánicas	15		
Mortero	48		
Cielos	25		
	494		

**Tabla 4. Cargas gravitacionales.**

Fuente: Elaboración propia.

Una vez establecidas las cargas gravitacionales, estas son utilizadas en cada de las combinaciones de carga del capítulo 6.2.1 del CSCR-2010, para así obtener la carga última de diseño.

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

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

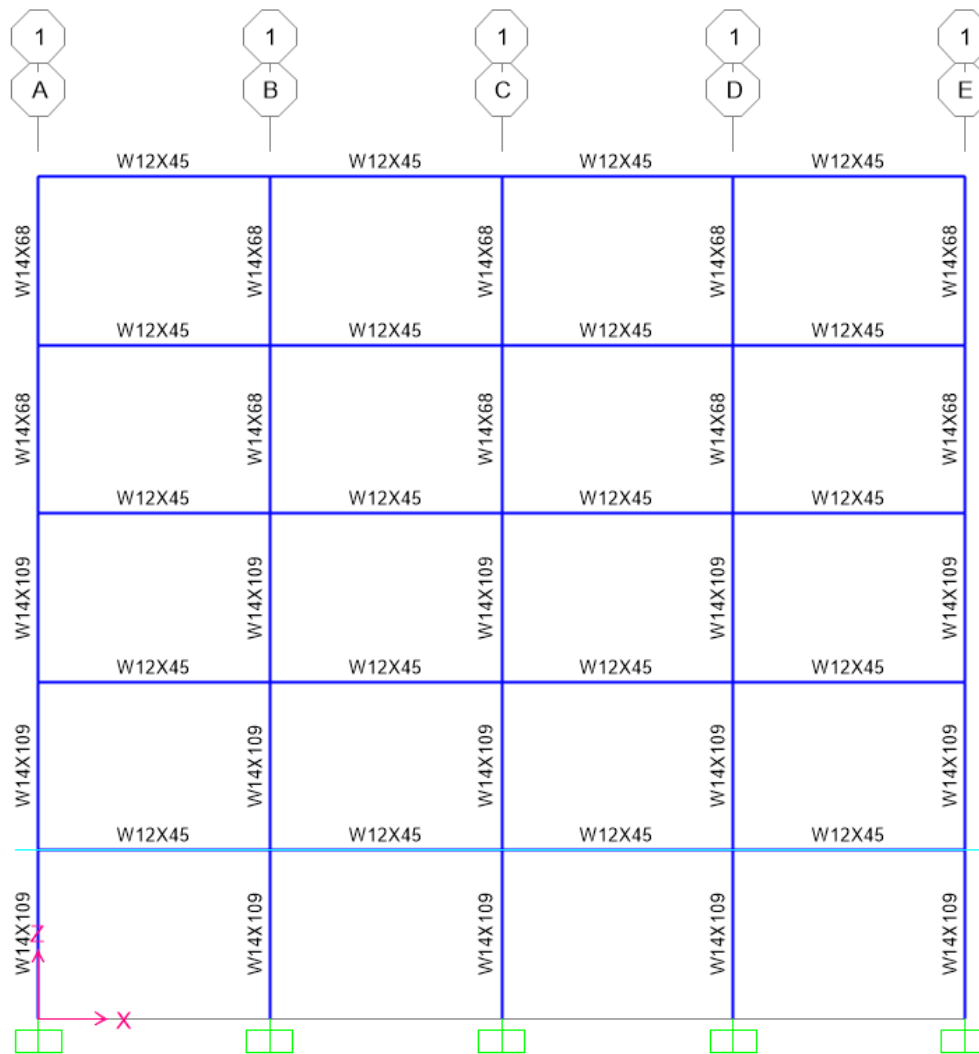
$$CU = 1.05 CP + f_1 f_r CT \pm CS + CE \quad [6-3]$$

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

**Figura 17. Combinaciones de carga.**

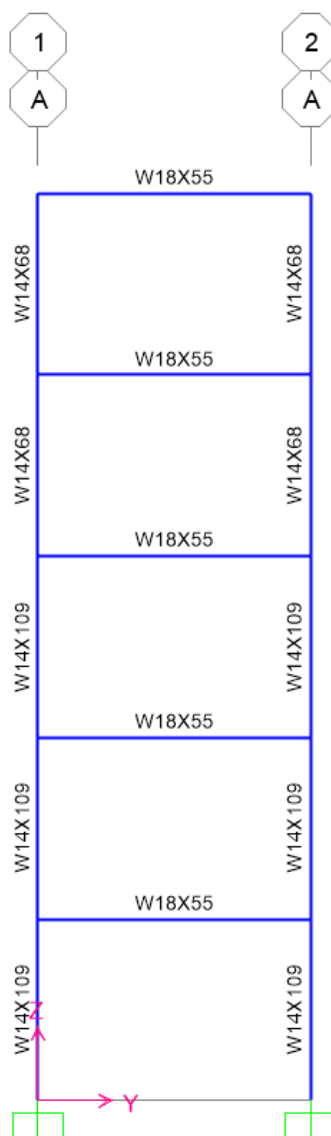
Fuente: Código Sísmico de Costa Rica - 2010.

### 3.7.3 Cálculo de derivas – Edificio de 5 niveles



*Figura 18. Marco de 5 niveles - Eje X.*

Fuente: Elaboración propia.



**Figura 19. Marco de 5 niveles - Eje Y.**

Fuente: Elaboración propia.

En las figuras 18 y 19, se pueden observar los diferentes perfiles W que fueron utilizados, en donde se indica que, para las vigas de carga, se utilizaron W18x55, en las vigas de amarre W12x45 y en las columnas del primer nivel al tercer nivel W14x109, mientras que en los niveles cuatro y cinco se utilizaron perfiles W14x68. Una vez establecidos los diferentes perfiles, se procedió a definir los pesos por nivel de la estructura para el cálculo de la distribución de las fuerzas sísmicas por nivel como se indica en el capítulo 7.4.4 del CSCR-2010. Asimismo, una vez completado el punto anterior, se procede a obtener el cortante basal como se indica en la ecuación 7-1 del Código.



El cálculo de las derivas se desarrolló utilizando el método estático con las fórmulas del capítulo 7.6 y 7.8 del CSCR-2010. También, para la verificación, se realizó con el periodo del edificio aplicando la fórmula del capítulo 7.4.6 del Código.

A continuación, se presentan las tablas de resumen con los pesos y fuerzas sísmicas, así como también los recálculos del período.

**Tabla 5. Resumen de peso y fuerzas sísmicas – Edificio 5 niveles.**

Nivel	h	W <sub>CP</sub>	W <sub>CT</sub>	W <sub>tot</sub>	W <sub>tot</sub> *h	F <sub>sis</sub>
	(m)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton*m)	(ton)
N. 0+4m	4	82.70	33.00	87.65	350.59	1.89
N. 0+8,00m	8	82.70	33.00	87.65	701.18	3.79
N. 0+12m	12	82.70	33.00	87.65	1051.77	5.68
N. 0+16m	16	80.26	33.00	85.21	1363.31	7.36
Azotea (0+20m)	20	75.43	26.40	75.43	1508.66	8.15
		403.78	158.40	423.58	4975.50	26.88

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 6. Revisión de derivas y recálculo del período – Edificio 5 niveles**

Eje X								
Revisión de derivas laterales								
Nivel	$\delta_i^e$ (m)	$\delta_i$ (m)	$\Delta_i^e$ (m)	$\Delta_i^{inel}$ (m)	$\Delta_i^{inel}/H$	H (m)	Condición	%
Entrepiso 0+0,0m	0	0	0	0	0	0	0	0
N. 0+4,00m	0.0077	0.0323	0.0077	0.0462	0.0116	4	Cumple	58%
N. 0+8,00m	0.0208	0.0874	0.0131	0.0786	0.0197	4	Cumple	98%
N. 0+12m	0.0341	0.1432	0.0133	0.0798	0.0200	4	Cumple	100%
N. 0+16m	0.0457	0.1919	0.0116	0.0696	0.0174	4	Cumple	87%
Azotea (0+20m)	0.0530	0.2226	0.0073	0.0438	0.0110	4	Cumple	55%
<b>T</b>	1.428							
<b>% error</b>	0.07%							

Fuente: Elaboración propia.

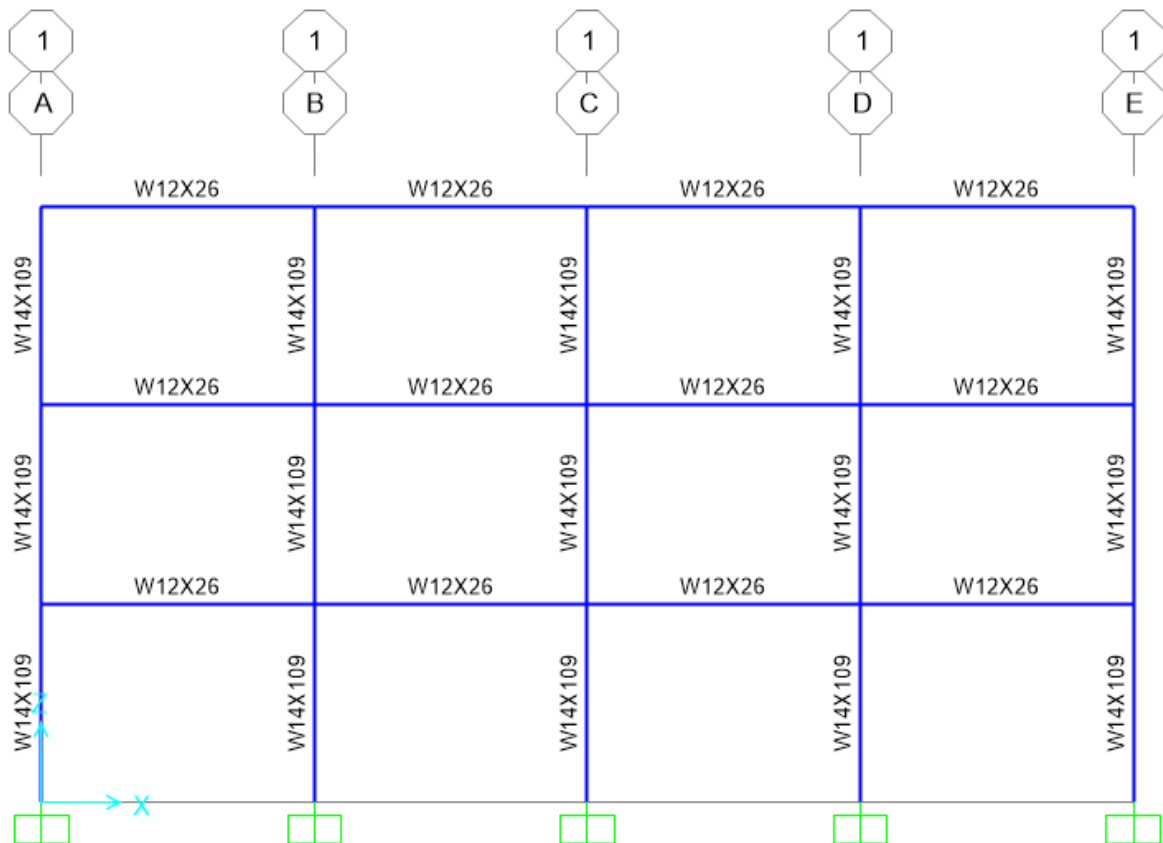
**Tabla 7. Revisión de derivas y recálculo del período – Edificio 5 niveles**

Eje Y								
Revisión de derivas laterales								
Nivel	$\delta_i^e$ (m)	$\delta_i$ (m)	$\Delta_i^e$ (m)	$\Delta_i^{inel}$ (m)	$\Delta_i^{inel}/H$	H (m)	Condición	%
Entrepiso 0+0,0m	0	0	0	0	0	0	0	0%
N. 0+4,00m	0.008	0.0336	0.008	0.048	0.0120	4	Cumple	60%
N. 0+8,00m	0.0213	0.08946	0.0133	0.0798	0.0200	4	Cumple	100%
N. 0+12m	0.0346	0.14532	0.0133	0.0798	0.0200	4	Cumple	100%
N. 0+16m	0.0463	0.19446	0.0117	0.0702	0.0176	4	Cumple	88%
Azotea (0+20m)	0.0538	0.22596	0.0075	0.045	0.0113	4	Cumple	56%

<b>T</b>	1.4504
<b>% error</b>	0.01%

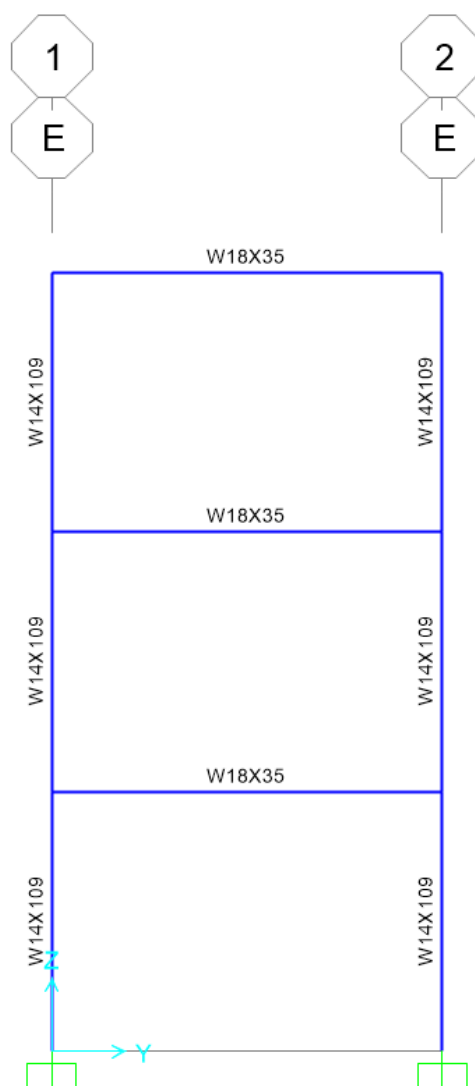
Fuente: Elaboración propia.

### 3.7.4 Cálculo de derivas – Edificio de 3 niveles



**Figura 20. Marco de 3 niveles - Eje X.**

Fuente: Elaboración propia.



**Figura 21. Marco de 3 niveles - Eje Y.**

Fuente: Elaboración propia.

En las figuras 20 y 21, se pueden observar los diferentes perfiles W que fueron utilizados, en donde se indica que para las vigas de carga se utilizaron W18x35, en las vigas de amarre W12x26 y en las columnas W14x109. Una vez establecidos los diferentes perfiles, se procedió a definir los pesos por nivel de la estructura para el cálculo de la distribución de las fuerzas sísmicas por nivel como se indica en el capítulo 7.4.4 del CSCR-2010. Asimismo, una vez completado el punto anterior, se procede a obtener el cortante basal como se indica en la ecuación 7-1 del Código.

El cálculo de las derivas se desarrolló utilizando el método estático con las fórmulas del capítulo 7.6 y 7.8 del CSCR-2010. También, para la verificación, se realizó con el periodo del edificio aplicando la fórmula del capítulo 7.4.6 del Código.

A continuación, se presentan las tablas de resumen con los pesos y fuerzas sísmicas, así como también los recálculos del período.

**Tabla 8. Resumen de peso y fuerzas sísmicas – Edificio 3 niveles**

Nivel	h	W <sub>CP</sub>	W <sub>CT</sub>	W <sub>tot</sub>	W <sub>tot</sub> *h	F <sub>sis</sub>
	(m)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton*m)	(ton)
N. 0+4m	4	92.65	33.00	97.60	390.39	4.98
N. 0+8,00m	8	92.65	33.00	97.60	780.78	9.96
Azotea (0+12m)	12	80.56	33.00	80.56	966.72	12.33
		265.86	99.00	275.76	2137.90	27.26

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 9. Revisión de derivas y recálculo del período – Edificio 3 niveles**

Eje X								
Revisión de derivas laterales								
Nivel	$\delta_i^e$ (m)	$\delta_i$ (m)	$\Delta_i^e$ (m)	$\Delta_i^{inel}$ (m)	$\Delta_i^{inel}/H$	H (m)	Condición	%
Entrepiso 0+0,0m	0	0	0	0	0	0	0	0%
N. 0+4,00m	0.0079	0.0332	0.0079	0.0474	0.0119	4	Cumple	59%
N. 0+8,00m	0.0212	0.0890	0.0133	0.0798	0.0200	4	Cumple	100%
Azotea (0+12m)	0.0331	0.1390	0.0119	0.0714	0.0179	4	Cumple	89%
<b>T</b>	0.9192							
<b>% error</b>	0.75%							

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 10. Revisión de derivas y recálculo del período – Edificio 3 niveles**

Eje Y								
Revisión de derivas laterales								
Nivel	$\delta_i^e$ (m)	$\delta_i$ (m)	$\Delta_i^e$ (m)	$\Delta_i^{inel}$ (m)	$\Delta_i^{inel}/H$	H (m)	Condición	%
Entrepiso 0+0,0m	0	0	0	0	0	0	0	0
N. 0+4,00m	0.0083	0.03486	0.0083	0.0498	0.01245	4	Cumple	0.6225
N. 0+8,00m	0.0216	0.0234	0.0133	0.0798	0.01995	4	Cumple	0.9975
Azotea (0+12m)	0.0333	0.0583	0.0117	0.0702	0.01755	4	Cumple	0.8775
<b>T</b>	0.9369							
<b>% error</b>	0.37%							

Fuente: Elaboración propia.

## 3.7.5. Análisis de capacidad de elementos

Tabla 11. Capacidad de elementos del edificio de 5 niveles.

Perfil	Función	Capacidad
<b>W12x45</b>	Viga de amarre (flexión)	Donde $L_b = 200cm$ , $Z_x = 1052.05cm^3$ , $r_y = 4.95cm$ $L_p = 213.53cm \approx Zona 1$ $\therefore \phi M_n = \phi M_p = 33139.56kg\cdot m$
	Viga de amarre (cortante)	Donde $C_v = 1$ , $\frac{h}{t_w} \leq 2.24 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \approx 32.69 \leq 54.87$ $\therefore$ Cumple Entonces, $\phi V_n = 54918.28kg$
<b>W18x55</b>	Viga de amarre (flexión)	Donde $L_b = 180cm$ , $Z_x = 1835.35cm^3$ , $r_y = 4.24cm$ $L_p = 182.87cm \approx Zona 1$ $\therefore \phi M_n = \phi M_p = 57813.56kg\cdot m$
	Viga de amarre (cortante)	Donde $C_v = 1$ , $\frac{h}{t_w} \leq 2.24 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \approx 43.18 \leq 54.87$ $\therefore$ Cumple Entonces, $\phi V_n = 95637.87kg$
<b>W14x109</b>	Columna (flexión)	Donde $L_b = 400cm$ , $Z_x = 3146.32cm^3$ , $Z_y = 1519.08cm^3$ , $r_y = 4.24cm$ $L_p = 408.44cm \approx Zona 1$ $\therefore \phi M_{nx} = \phi M_{px} = 99108.96kg\cdot m$ $\therefore \phi M_{ny} = \phi M_{py} = 47851.05kg\cdot m$
	Columna (compresión)	Donde $L_c = 400cm$ , $r_y = 9.47cm$ , $A_g = 206.45cm^2$ $\frac{L_c}{r_y} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \approx 42.22 \leq 115.37$ $\therefore F_e = 11627.44kg/cm^2$ , $\therefore \phi F_{cr} = 2777.12kg/cm^2$ Entonces, $\therefore \phi P_n = 573339.37kg$

W14x68	Columna (flexión)	<p>Donde <math>L_b = 200cm</math>, <math>Z_x = 1884.51cm^3</math>,  <math>Z_y = 604.68cm^3</math>, <math>r_y = 2.46cm</math>  <math>L_p = 269.38cm \approx Zona 1</math>  <math>\therefore \emptyset M_{nx} = \emptyset M_{px} = 59362.14kg-m</math>  <math>\therefore \emptyset M_{ny} = \emptyset M_{py} = 19047.50kg-m</math></p>
	Columna (compresión)	<p>Donde <math>L_c = 400cm</math>, <math>r_y = 6.25cm</math>, <math>A_g = 129.03cm^2</math>  <math>\frac{L_c}{r_y} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \approx 64.016 \leq 115.37</math>  <math>\therefore F_e = 5057.51kg/cm^2</math>, <math>\therefore \emptyset F_{cr} = 2357.85kg/cm^2</math>  Entonces, <math>\therefore \emptyset P_n = 304237.67kg</math></p>

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 12. Capacidad de elementos del edificio de 3 niveles.**

Perfil	Función	Capacidad
W12x26	Viga de amarre (flexión)	<p>Donde <math>L_b = 165cm</math>, <math>Z_x = 609.60cm^3</math>, <math>r_y = 3.84cm</math>  <math>L_p = 165.35cm \approx Zona 1</math>  <math>\therefore \emptyset M_n = \emptyset M_p = 19202.36kg-m</math></p>
	Viga de amarre (cortante)	<p>Donde <math>C_v = 1</math>, <math>\frac{h}{t_w} \leq 2.24 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \approx 49.74 \leq 54.87</math>  <math>\therefore</math> Cumple  Entonces, <math>\emptyset V_n = 38016.70kg</math></p>
W18x35	Viga de amarre (flexión)	<p>Donde <math>L_b = 120cm</math>, <math>Z_x = 1089.74cm^3</math>, <math>r_y = 3.10cm</math>  <math>L_p = 133.59cm \approx Zona 1</math>  <math>\therefore \emptyset M_n = \emptyset M_p = 34326.80kg-m</math></p>

	Viga de amarre (cortante)	<p>Donde <math>C_v = 1, \frac{h}{t_w} \leq 2.24 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \approx 54.17 \leq 54.87</math></p> <p><math>\therefore</math> Cumple</p> <p>Entonces, <math>\emptyset V_n = 71941.79kg</math></p>
<b>W14x109</b>	Columna (flexión)	<p>Donde <math>L_b = 400cm, Z_x = 3146.32cm^3,</math></p> <p><math>Z_y = 1519.08cm^3, r_y = 4.24cm</math></p> <p><math>L_p = 408.44cm \approx</math> Zona 1</p> <p><math>\therefore \emptyset M_{nx} = \emptyset M_{px} = 99108.96kg\cdot m</math></p> <p><math>\therefore \emptyset M_{ny} = \emptyset M_{py} = 47851.05kg\cdot m</math></p>
	Columna (compresión)	<p>Donde <math>L_c = 400cm, r_y = 9.47cm, A_g = 206.45cm^2</math></p> <p><math>\frac{L_c}{r_y} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \approx 42.22 \leq 115.37</math></p> <p><math>\therefore F_e = 11627.44kg/cm^2, \therefore \emptyset F_{cr} = 2777.12kg/cm^2</math></p> <p>Entonces, <math>\therefore \emptyset P_n = 573339.37kg</math></p>

Fuente: Elaboración propia.

En la siguiente tabla, se presentan las capacidades de cada elemento calculadas manualmente y por el programa SAP2000, con el objetivo de hacer una comparación de porcentajes de error, los cuales no ayudan a visualizar el grado de confiabilidad de los datos.

Por otra parte, en el diseño por capacidad en vigas se desea obtener un comportamiento plástico (zona 1). Este comportamiento se establece a partir de la longitud de soporte lateral continuo ( $L_b$ ) en el patín a compresión. Sin embargo,  $L_b$  no debe exceder la longitud máxima de  $L_p = 1.76r_y \sqrt{E/f_y}$ , debido a que se desarrollaría pandeo en las vigas, por lo tanto, no estarían alcanzando el momento plástico ( $M_p$ ) y no se desarrollaría la capacidad de rotación suficiente para que se formen las rótulas plásticas en estos elementos. Así mismo, esta condición puede ejecutarse mediante la colocación de viguetas o por medio de la instalación de bracones a una longitud  $L_b$ .

**Tabla 13. Comparación de capacidad de los elementos del edificio de 5 niveles.**

<b>Capacidades</b>				
<b>Elemento</b>	<b>Función</b>	<b>Manuales</b>	<b>SAP2000</b>	<b>% Error</b>
<b>W12x45</b>	Flexión (Lb=200cm)	33.139 ton-m	33.14 ton-m	0.003%
	Cortante	54.918 ton	54.918 ton	0%
<b>W18x55</b>	Flexión (Lb=180cm)	57.813 ton-m	57.814 ton-m	0.001%
	Cortante	95.637 ton	95.638 ton	0.001%
<b>W14x109</b>	Flexión	99.108 ton-m	99.109 ton-m	0.001%
	Compresión	573.339 ton	581.72 ton	1.44%
<b>W14x68</b>	Flexión	59.362 ton-m	59.362 ton-m	0%
	Compresión	304.238 ton	323.922 ton	5.19%

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 14. Comparación de capacidad de los elementos del edificio de 3 niveles.**

<b>Capacidades</b>				
<b>Elemento</b>	<b>Función</b>	<b>Manuales</b>	<b>SAP2000</b>	<b>% Error</b>
<b>W12x26</b>	Flexión (Lb=165cm)	19.202 ton-m	19.202 ton-m	0%
	Cortante	38.016 ton	38.016 ton	0%
<b>W18x35</b>	Flexión (Lb=120cm)	34.327 ton-m	34.327 ton-m	0%
	Cortante	71.942 ton	71.942 ton	0%
<b>W14x109</b>	Flexión	99.108 ton-m	99.109 ton-m	0.001%
	Compresión	573.339 ton	569.654 ton	0.64%

Fuente: Elaboración propia.

Como podemos observar en las tablas 13 y 14, se puede concluir que existe un porcentaje de error muy pequeño entre las capacidades manuales a las obtenidas de SAP2000. El porcentaje de error más grande se encuentra en la capacidad a compresión del perfil W14x68 presente en las columnas del último nivel del edificio de 5 niveles, sin embargo, se puede visualizar que en los demás elementos hay un grado de confiabilidad muy grande, ya que su porcentaje de error es muy cercano al 0%.



Por otra parte, la diferencia entre capacidades puede deberse a la geometría de los miembros, ya que para los cálculos manuales se utilizan las propiedades de los perfiles que establece el AISC, mientras que el programa toma estas mismas propiedades, pero a partir de archivos pregrabados directamente del programa y eso puede generar ligeras diferencias entre ellas.

### 3.7.6. Cumplimiento de vigas de carga – Edificio 5 niveles

*Tabla 15. Cumplimiento vigas de carga ante flexión.*

Perfil	Ubicación	Nivel	$\phi M_n$ (ton-m)	$M_u$ (ton-m)	Demanda- Capacidad (%)
W18x55	1A-2A	N1 - N3	57.81	26.49	45.82%
W18x55	1A-2A	N2	57.81	29.60	51.20%
W18x55	1A-2A	N4	57.81	19.93	34.47%
W18x55	1A-2A	N5	57.81	11.71	20.25%
W18x55	1C-2C	N1 - N2 - N3 - N4	57.81	22.94	39.68%
W18x55	1C-2C	N5	57.81	21.13	36.54%

Fuente: Elaboración propia.

*Tabla 16. Cumplimiento vigas de carga ante cortante.*

Perfil	Ubicación	Nivel	$\phi V_n$ (ton)	$V_u$ (ton)	Demanda- Capacidad (%)
W18x55	1A-2A	N1 - N3	95.64	13.20	13.80%
W18x55	1A-2A	N2	95.64	14.17	14.81%
W18x55	1A-2A	N4	95.64	11.00	11.50%
W18x55	1A-2A	N5	95.64	8.82	9.22%
W18x55	1C-2C	N1 - N2 - N3 - N4	95.64	16.68	17.44%
W18x55	1C-2C	N5	95.64	15.36	16.06%

Fuente: Elaboración propia.

### 3.7.7. Cumplimiento de vigas de amarre – Edificio 5 niveles

*Tabla 17. Cumplimiento vigas de amarre ante flexión.*

Perfil	Ubicación	Nivel	$\emptyset M_n$ (ton-m)	$M_u$ (ton-m)	Demanda- Capacidad (%)
W12x45	1A-1B	N1 - N2 - N3 - N4 - N5	33.14	1.72	5.18%
W12x45	1B-2C	N1 - N2 - N3	33.14	12.40	37.43%
W12x45	1B-2C	N4	33.14	8.13	24.53%
W12x45	1B-2C	N5	33.14	4.76	14.36%

Fuente: Elaboración propia.

*Tabla 18. Cumplimiento vigas de amarre ante cortante.*

Perfil	Ubicación	Nivel	$\emptyset V_n$ (ton)	$V_u$ (ton)	Demanda- Capacidad (%)
W12x45	1A-1B	N1 - N2 - N3 - N4 - N5	54.92	1.42	2.59%
W12x45	1B-2C	N1 - N2 - N3	54.92	5.16	9.40%
W12x45	1B-2C	N4	54.92	3.62	6.59%
W12x45	1B-2C	N5	54.92	2.47	4.49%

Fuente: Elaboración propia.

### 3.7.8. Cumplimiento de columnas – Edificio 5 niveles

*Tabla 19. Cumplimiento de columnas ante carga axial.*

Perfil	Ubicación	Nivel	Flexocompresión (%)	$\emptyset P_n$ (ton-m)	$P_u$ (ton-m)	Demanda- Capacidad (%)
W14X109	1C	N1	23.84%	573.34	97.71	17.04%
W14X109	1A	N1	46.11%	573.34	68.62	11.97%
W14X109	1C	N2	19.98%	573.34	77.76	13.56%
W14X109	1A	N2	39.65%	573.34	53.58	9.34%
W14X109	1C	N3	18.14%	573.34	57.86	10.09%
W14X109	1A	N3	35.07%	573.34	37.49	6.54%
W14X68	1C	N4	23.57%	304.24	37.96	12.48%
W14X68	1A	N4	62.55%	304.24	22.06	7.25%
W14X68	1C	N5	18.91%	304.24	18.35	6.03%
W14X68	1A	N5	57.55%	304.24	10.47	3.44%

Fuente: Elaboración propia.

### 3.7.9. Cumplimiento de vigas de carga – Edificio 3 niveles

*Tabla 20. Cumplimiento vigas de carga ante flexión*

Perfil	Ubicación	Nivel	$\emptyset M_n$ (ton-m)	$M_u$ (ton-m)	Demanda- Capacidad (%)
W18x35	1A-2A	N1 - N2	34.33	20.94	60.99%
W18x35	1C-2C	N1 - N2	34.33	21.88	63.73%
W18x35	1A-2A	N3	34.33	15.90	46.33%
W18x35	1C-2C	N3	34.33	20.13	58.65%

Fuente: Elaboración propia.

*Tabla 21. Cumplimiento vigas de carga ante cortante.*

Perfil	Ubicación	Nivel	$\emptyset V_n$ (ton)	$V_u$ (ton)	Demanda- Capacidad (%)
W18x35	1A-2A	N1 - N2	71.94	11.14	15.48%
W18x35	1C-2C	N1 - N2	71.94	16.57	23.03%
W18x35	1A-2A	N3	71.94	9.49	13.20%
W18x35	1C-2C	N3	71.94	15.25	21.20%

Fuente: Elaboración propia.

### 3.7.10. Cumplimiento de vigas de amarre – Edificio 3 niveles

*Tabla 22. Cumplimiento vigas de amarre ante flexión.*

Perfil	Ubicación	Nivel	$\emptyset M_n$ (ton-m)	$M_u$ (ton-m)	Demanda- Capacidad (%)
W12x26	1A-1B	N1 - N2 - N3	19.20	1.55	8.07%
W12x26	1B-1C	N1 - N2	19.20	7.80	40.63%
W12x26	1B-1C	N3	19.20	6.19	32.23%

Fuente: Elaboración propia.

*Tabla 23. Cumplimiento vigas de amarre ante cortante.*

Perfil	Ubicación	Nivel	$\emptyset V_n$ (ton)	$V_u$ (ton)	Demanda- Capacidad (%)
W12x26	1A-1B	N1 - N2 - N3	38.02	1.31	3.43%
W12x26	1B-1C	N1 - N2	38.02	3.46	9.10%
W12x26	1B-1C	N3	38.02	2.89	7.60%

Fuente: Elaboración propia.

### 3.7.11. Cumplimiento de columnas – Edificio 3 niveles

*Tabla 24. Cumplimiento de columnas ante carga axial.*

Perfil	Ubicación	Nivel	Flexocompresión (%)	$\phi P_n$ (ton-m)	$P_u$ (ton-m)	Demanda- Capacidad (%)
W14X109	1C	N1	32.53%	573.34	57.51	10.03%
W14X109	1A	N1	43.67%	573.34	36.47	6.36%
W14X109	1C	N2	14.05%	573.34	37.86	6.60%
W14X109	1A	N2	28.90%	573.34	23.91	4.17%
W14X109	1C	N3	14.04%	573.34	18.19	3.17%
W14X109	1A	N3	31.42%	573.34	11.12	1.94%

Fuente: Elaboración propia.

### 3.7.12. Efectos de segundo orden

Los efectos de segundo orden fueron desarrollados para los dos modelos en sus dos direcciones como se presenta en las tablas 25, 26, 27 y 28. En dichas tablas, se logra demostrar lo que especifica el Apéndice 7 del AISC 360-16 en su sección 3(b), la cual indica que si los efectos de segundo orden entre los efectos del primer orden son menores o iguales a 1.1, se puede justificar el uso del factor de  $K=1$  para el diseño de columnas. Por lo tanto, como se muestra en las siguientes tablas, sí se está cumpliendo con esta condición para cada dirección de cada modelo. Por otro lado, con esta verificación también se descarta que haya algún tipo de falla en la estructura debido a los efectos de segundo orden.

**Tabla 25. Efectos P- $\Delta$  Eje X - Edificio de 5 niveles.**

Efectos P- $\Delta$ Eje X - Edificio 5 niveles						
Nivel	Nodo	Combinación	$\Delta_1$ (m)	$\Delta_2$ (m)	%	Condición
1	44	1.05CP+0.5CT+Sx	0.007653	0.008003	1.05	Cumple
	44	1.05CP+0.5CT-Sx	-0.007653	-0.008003	1.05	Cumple
	44	0.95CP+Sx	0.007653	0.007923	1.04	Cumple
	44	0.95CP-Sx	-0.007653	-0.007923	1.04	Cumple
2	64	1.05CP+0.5CT+Sx	0.020808	0.021812	1.05	Cumple
	64	1.05CP+0.5CT-Sx	-0.020808	-0.021812	1.05	Cumple
	64	0.95CP+Sx	0.020808	0.021582	1.04	Cumple
	64	0.95CP-Sx	-0.020808	-0.021582	1.04	Cumple
3	72	1.05CP+0.5CT+Sx	0.034152	0.035784	1.05	Cumple
	72	1.05CP+0.5CT-Sx	-0.034152	-0.035784	1.05	Cumple
	72	0.95CP+Sx	0.034152	0.03541	1.04	Cumple
	72	0.95CP-Sx	-0.034152	-0.03541	1.04	Cumple
4	80	1.05CP+0.5CT+Sx	0.045658	0.047746	1.05	Cumple
	80	1.05CP+0.5CT-Sx	-0.045658	-0.047746	1.05	Cumple
	80	0.95CP+Sx	0.045658	0.047269	1.04	Cumple
	80	0.95CP-Sx	-0.045658	-0.047269	1.04	Cumple
5	124	1.05CP+0.5CT+Sx	0.052982	0.05529	1.04	Cumple
	124	1.05CP+0.5CT-Sx	-0.052982	-0.05529	1.04	Cumple
	124	0.95CP+Sx	0.052982	0.054765	1.03	Cumple
	124	0.95CP-Sx	-0.052982	-0.054765	1.03	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 26. Efectos P- $\Delta$  Eje Y - Edificio de 5 niveles.**

Efectos P- $\Delta$ Eje Y - Edificio 5 niveles						
Nivel	Nodo	Combinación	$\Delta_1$ (m)	$\Delta_2$ (m)	%	Condición
1	132	1.05CP+0.5CT+Sy	0.0080	0.0084	1.05	Cumple
	132	1.05CP+0.5CT-Sy	-0.0080	-0.0084	1.05	Cumple
	132	0.95CP+Sy	0.0080	0.0083	1.04	Cumple
	132	0.95CP-Sy	-0.0080	-0.0083	1.04	Cumple
2	134	1.05CP+0.5CT+Sy	0.0213	0.0224	1.05	Cumple
	134	1.05CP+0.5CT-Sy	-0.0213	-0.0224	1.05	Cumple
	134	0.95CP+Sy	0.0213	0.0221	1.04	Cumple
	134	0.95CP-Sy	-0.0213	-0.0221	1.04	Cumple
3	136	1.05CP+0.5CT+Sy	0.0346	0.0363	1.05	Cumple
	136	1.05CP+0.5CT-Sy	-0.0346	-0.0363	1.05	Cumple
	136	0.95CP+Sy	0.0346	0.0359	1.04	Cumple
	136	0.95CP-Sy	-0.0346	-0.0359	1.04	Cumple
4	138	1.05CP+0.5CT+Sy	0.0463	0.0485	1.05	Cumple
	138	1.05CP+0.5CT-Sy	-0.0463	-0.0485	1.05	Cumple
	138	0.95CP+Sy	0.0463	0.0480	1.04	Cumple
	138	0.95CP-Sy	-0.0463	-0.0480	1.04	Cumple
5	140	1.05CP+0.5CT+Sy	0.0538	0.0562	1.04	Cumple
	140	1.05CP+0.5CT-Sy	-0.0538	-0.0562	1.04	Cumple
	140	0.95CP+Sy	0.0538	0.0557	1.03	Cumple
	140	0.95CP-Sy	-0.0538	-0.0557	1.03	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 27. Efectos P-Δ Eje X - Edificio de 3 niveles.**

Efectos P-Δ Eje X - Edificio 3 niveles						
Nivel	Nodo	Combinación	Δ <sub>1</sub> (m)	Δ <sub>2</sub> (m)	%	Condición
1	44	1.05CP+0.5CT+Sx	0.007918	0.008145	1.03	Cumple
	44	1.05CP+0.5CT-Sx	-0.007918	-0.008145	1.03	Cumple
	44	0.95CP+Sx	0.007918	0.008094	1.02	Cumple
	44	0.95CP-Sx	-0.007918	-0.008094	1.02	Cumple
2	64	1.05CP+0.5CT+Sx	0.021155	0.021777	1.03	Cumple
	64	1.05CP+0.5CT-Sx	-0.021155	-0.021777	1.03	Cumple
	64	0.95CP+Sx	0.021155	0.021638	1.02	Cumple
	64	0.95CP-Sx	-0.021155	-0.021638	1.02	Cumple
3	72	1.05CP+0.5CT+Sx	0.033067	0.034022	1.03	Cumple
	72	1.05CP+0.5CT-Sx	-0.033067	-0.034022	1.03	Cumple
	72	0.95CP+Sx	0.033067	0.03381	1.02	Cumple
	72	0.95CP-Sx	-0.033067	-0.03381	1.02	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 28. Efectos P-Δ Eje Y - Edificio de 3 niveles.**

Efectos P-Δ Eje Y - Edificio 3 niveles						
Nivel	Nodo	Combinación	Δ <sub>1</sub> (m)	Δ <sub>2</sub> (m)	%	Condición
1	44	1.05CP+0.5CT+Sy	0.008331	0.008583	1.03	Cumple
	44	1.05CP+0.5CT-Sy	-0.008331	-0.008583	1.03	Cumple
	44	0.95CP+Sy	0.008331	0.008527	1.02	Cumple
	44	0.95CP-Sy	-0.008331	-0.008527	1.02	Cumple
2	64	1.05CP+0.5CT+Sy	0.021736	0.022405	1.03	Cumple
	64	1.05CP+0.5CT-Sy	-0.021736	-0.022405	1.03	Cumple
	64	0.95CP+Sy	0.021736	0.022256	1.02	Cumple
	64	0.95CP-Sy	-0.021736	-0.022256	1.02	Cumple
3	72	1.05CP+0.5CT+Sy	0.033301	0.034297	1.03	Cumple
	72	1.05CP+0.5CT-Sy	-0.033301	-0.034297	1.03	Cumple
	72	0.95CP+Sy	0.033301	0.034076	1.02	Cumple
	72	0.95CP-Sy	-0.033301	-0.034076	1.02	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

CSCR-2010			
Sección	Referencia	Descripción	Condición
10.5.2.2 Criterios de diseño	10.5.2.6(b)	Tener suficiente capacidad de rotación para ajustarse de manera segura a un ángulo de deriva entre pisos ( $\Theta_i = \Delta_i / H_i$ ) de por lo menos 0.02 rad.	Cumple
10.5.2.3 Requisitos de análisis	Capítulo 7.4	Cumplir con todos los criterios correspondientes al análisis estático.	Cumple
10.5.2.4 Requisitos del sistema	10.4.1.2(a)	Cumplimiento de vigas con ductilidad moderada - $M_r = R_y Z F_y$ $L_b = 0.17 r_y * E / F_y$	Cumple
10.5.2.5 Elementos estructurales	10.4.1	Requisitos para elementos dúctiles y limitaciones en razón de esbeltez para secciones de acero.	Cumple

**Tabla 29. Detallado sísmico para marcos IMF.**

Fuente: Elaboración propia.

### 3.7.13. Análisis Pushover

Para realizar el método de carga monotónica creciente (Pushover), primeramente, se deben definir las rótulas plásticas en los elementos. En este caso se eligieron las vigas y columnas que forman parte de los marcos rígidos. Cabe mencionar que las columnas también fueron elegidas para descartar plastificaciones antes que en las vigas.

Luego se procedió a definir un patrón de carga gravitacional considerando la combinación 6.3 del CSCR-2010, debido a que es la condición que acompaña a la fuerza sísmica.

Finalmente, se define el patrón del Pushover, teniendo en cuenta que se realizó la aplicación a partir de la carga gravitacional mencionada anteriormente. Además, se define un punto de control y se selecciona el primer modo de oscilación para cada estructura. Asimismo, se realizó la configuración para que se llevara a cabo el proceso en 20 pasos y tuviera un límite de control de desplazamientos de hasta 1m.



En el análisis de la carga monotónica creciente que se realizó en el edificio de 5 niveles fue completada en 13 pasos para el eje X y en 12 pasos para el eje Y.

A continuación, se presenta una tabla con los pasos, los desplazamientos y las fuerzas para cada uno de los ejes.

**Tabla 30. Resultados del Pushover para el edificio de 5 niveles.**

Eje X			Eje Y		
Pasos	Desplazamiento $\Delta$ (m)	Fuerza (ton)	Pasos	Desplazamiento $\Delta$ (m)	Fuerza (ton)
0	0	0	0	0	0
1	0.050	28.494	1	0.050	27.636
2	0.100	56.988	2	0.100	55.272
3	0.150	85.481	3	0.150	82.907
4	0.197	112.261	4	0.161	89.142
5	0.226	124.844	5	0.197	103.627
6	0.325	145.518	6	0.289	121.118
7	0.381	155.425	7	0.378	134.336
8	0.460	166.061	8	0.444	142.196
9	0.531	174.488	9	0.531	150.438
10	0.581	178.779	10	0.631	159.257
11	0.631	183.073	11	0.681	163.624
12	0.730	191.525	12	0.781	171.642
13	0.820	197.193	13	0.845	176.536
14	0.891	200.802	14	0.942	182.344
15	0.941	203.301	15	1.000	184.794
16	1.000	206.224			

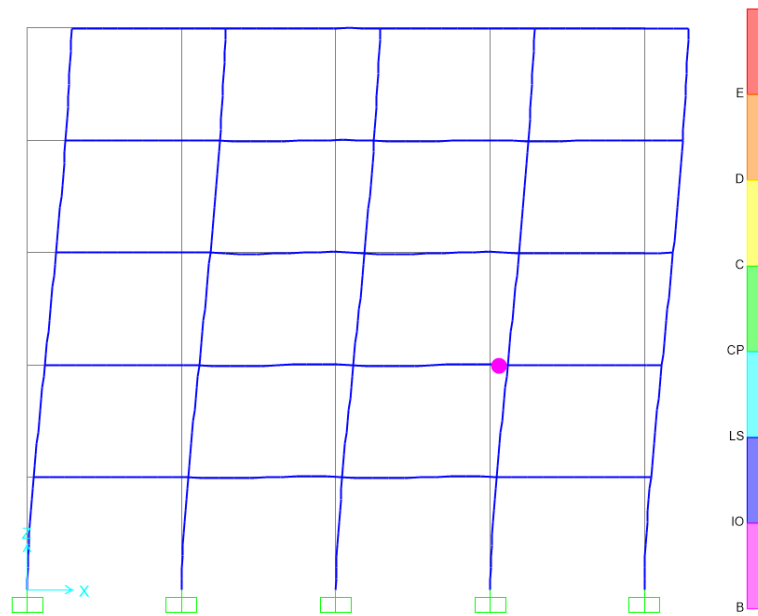
Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 30, se logra apreciar que el comportamiento del edificio de 5 niveles es muy similar en sus dos ejes, por lo que se puede decir que su rigidez es muy parecida para sus dos direcciones, sin embargo, el eje X resiste mayores cargas debido a que su rigidez es mayor en comparación al eje Y. Además, cabe destacar que el paso 4 en ambos ejes da inicio al comportamiento dúctil del edificio debido a que ya se empieza a desarrollar las primeras rótulas plásticas.

También, es importante mencionar que en ninguna de las dos direcciones se forma el desempeño de Seguridad Vida, lo cual podría deberse a que no se está cumpliendo con la condición de columna fuerte – viga débil en los últimos dos niveles, sin embargo, el

CSCR-2010 indica que para marcos tipo IMF no es obligatorio cumplir con esta condición.

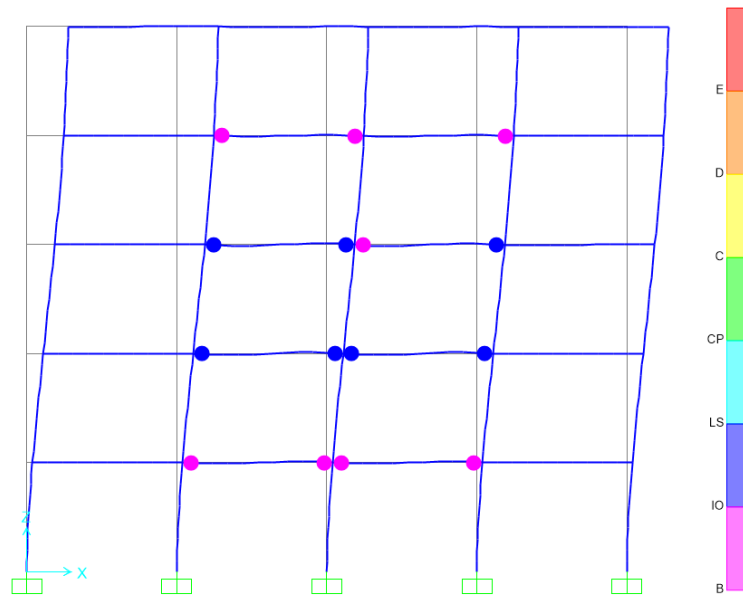
A continuación, se mostrarán los diferentes pasos más relevantes durante análisis, en los cuales se hará una evaluación detallada para cada uno.



**Figura 22. Paso 4 Pushover - Eje X - Edificio 5 niveles.**

Fuente: Elaboración propia.

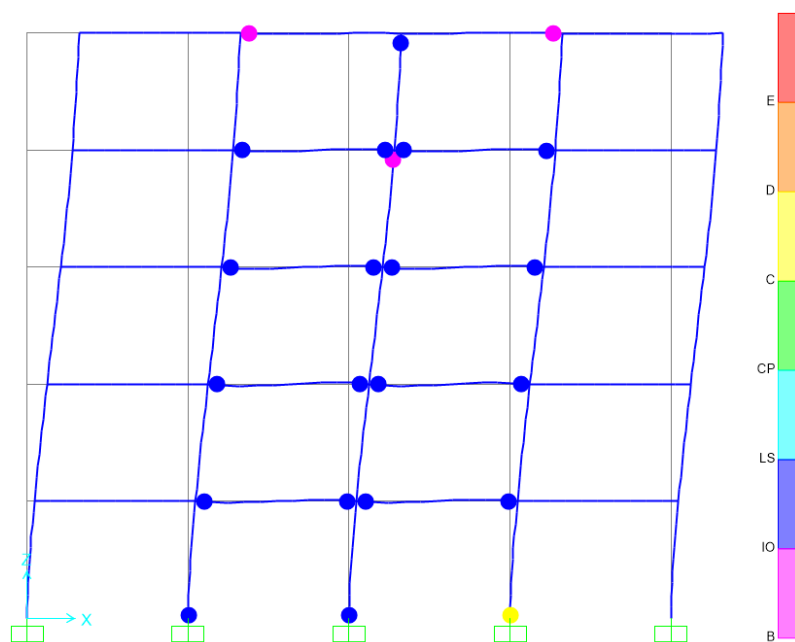
Como se mencionaba anteriormente, en esta Figura 22 corresponde al paso 4 en el eje X, en ella se puede visualizar la primera aparición de rótulas plásticas. En este paso, se inicia el comportamiento dúctil desarrollando así un 24% de su capacidad plástica.



**Figura 23. Paso 7 Pushover - Eje X - Edificio 5 niveles.**

Fuente: Elaboración propia.

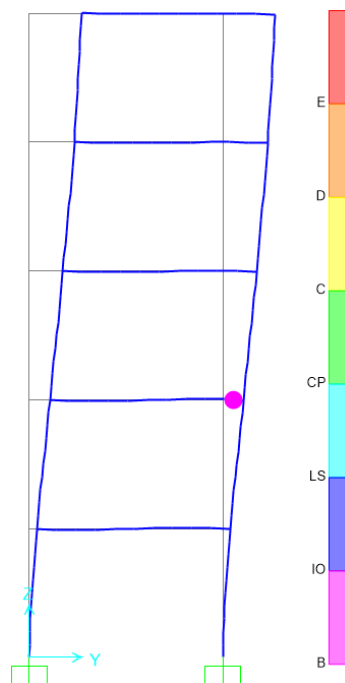
Esta Figura 23 corresponde al paso 7 del Pushover en el eje X. Para este punto, se puede observar cómo varios elementos están en el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO). También se puede mencionar que la gran mayoría de vigas ya desarrollaron rótulas plásticas, a excepción del último nivel en donde aún no se ha superado la capacidad plástica de estas.



**Figura 24. Paso 14 Pushover - Eje X - Edificio 5 niveles.**

Fuente: Elaboración propia.

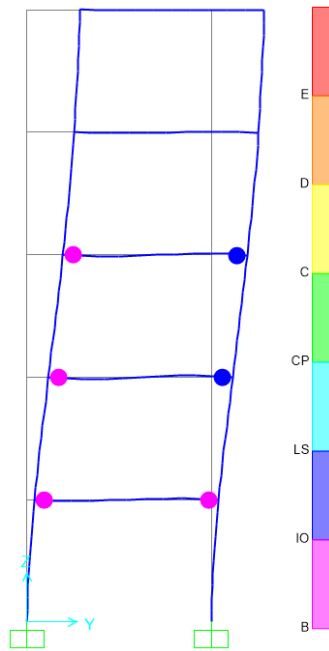
Para este paso 14, como se muestra en la Figura 24, se da la condición de Colapso (C). Como se puede apreciar, se da la aparición de rótulas plásticas de nivel de colapso en el primer nivel, así como también en la columna del cuarto y quinto nivel presentan condiciones Operacional y Ocupación Inmediata respectivamente. Es por esta razón que el análisis de Pushover termina en paso 13 ante una carga de 197.193 ton y un desplazamiento de 0.820 m, ya que hasta este punto se está llegando al 100% de la capacidad.



**Figura 25. Paso 4 Pushover - Eje Y - Edificio 5 niveles.**

Fuente: Elaboración propia.

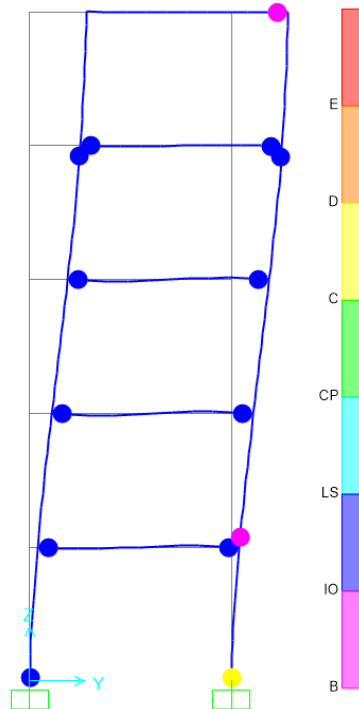
La Figura 25 muestra el paso 4 del Pushover en el eje Y. En este punto se da la primera aparición de rótulas plásticas en condición Operacional, este comportamiento inicia con 20% de su capacidad plástica.



**Figura 26. Paso 6 Pushover - Eje Y - Edificio 5 niveles.**

Fuente: Elaboración propia.

Para el paso 6 presente en la figura anterior, se puede observar cómo hasta este punto se desarrolla el nivel de Ocupación Inmediata (IO), a excepción de los dos últimos niveles que hasta este punto no han desarrollado ningún tipo de rótula plástica.



**Figura 27. Paso 13 Pushover - Eje Y - Edificio 5 niveles.**

Fuente: Elaboración propia.

Para la Figura 27, se puede visualizar cómo el edificio ya entró en la condición de colapso, por lo cual el análisis termina en el paso 12 ante una carga de 171.642 ton y un desplazamiento de 0.781 m, debido a que la condición de colapso no es permitida. Asimismo, se puede observar cómo varias columnas ya han desarrollado rótulas plásticas inclusive antes que las vigas, por lo que el incumplimiento de la condición de columna fuerte – viga débil queda en evidencia.

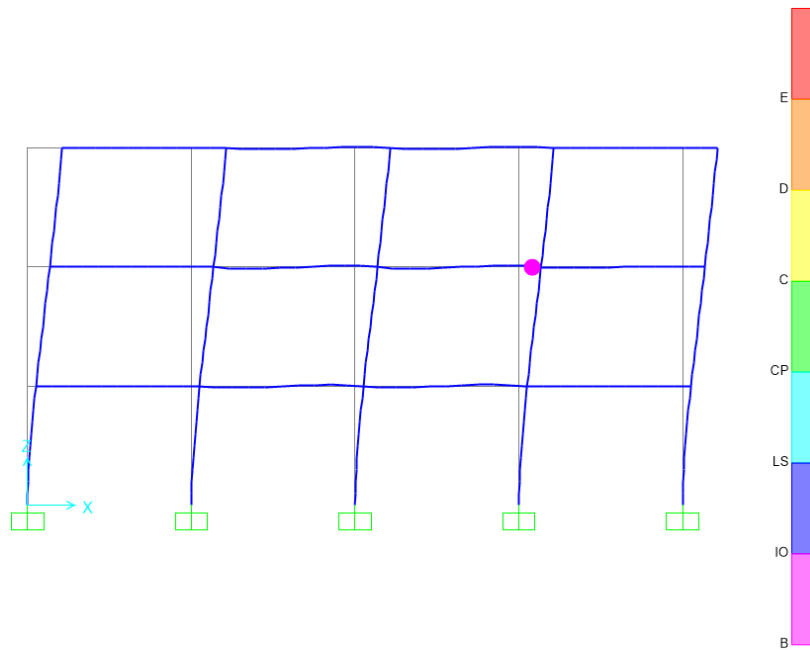
Por otra parte, el análisis de Pushover también se realizó en el edificio de 3 niveles, el cual fue completado en 21 pasos para el eje X y en 19 pasos para el eje Y.

A continuación, se presenta una tabla con los pasos, desplazamientos y fuerzas para cada uno de los ejes.

**Tabla 31. Resultados del Pushover para el edificio de 3 niveles.**

Eje X			Eje Y		
Pasos	Desplazamiento $\Delta$ (m)	Fuerza (ton)	Pasos	Desplazamiento $\Delta$ (m)	Fuerza (ton)
0	0	0	0	0	0
1	0.050	40.676	1	0.050	39.986
2	0.100	81.351	2	0.090	71.903
3	0.117	95.040	3	0.132	94.171
4	0.157	115.567	4	0.225	116.181
5	0.226	132.117	5	0.275	126.053
6	0.276	143.531	6	0.325	135.924
7	0.326	154.945	7	0.382	143.997
8	0.353	160.910	8	0.432	150.705
9	0.403	166.840	9	0.482	157.413
10	0.453	172.771	10	0.532	164.121
11	0.503	178.702	11	0.582	170.829
12	0.553	184.632	12	0.632	177.537
13	0.603	190.563	13	0.682	184.245
14	0.667	197.370	14	0.732	190.954
15	0.717	202.166	15	0.782	195.957
16	0.767	206.960	16	0.845	202.108
17	0.827	212.616	17	0.902	206.710
18	0.886	217.308	18	0.952	210.157
19	0.936	220.387	19	1.000	213.068
20	0.963	222.082			
21	1.000	223.496			

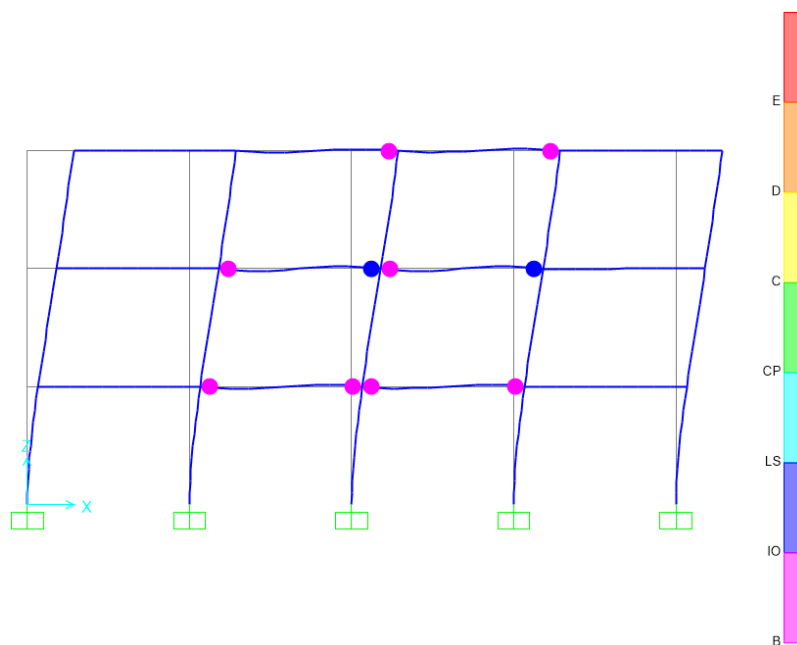
Fuente: Elaboración propia.



**Figura 28. Paso 3 Pushover - Eje X - Edificio 3 niveles.**

Fuente: Elaboración propia.

En la figura anterior, se puede ver el paso 3 del análisis Pushover en el eje X del edificio de 3 niveles. En este punto se desarrolla la primera aparición de rótulas plásticas, desarrollando un comportamiento dúctil con un 18% de su capacidad plástica.

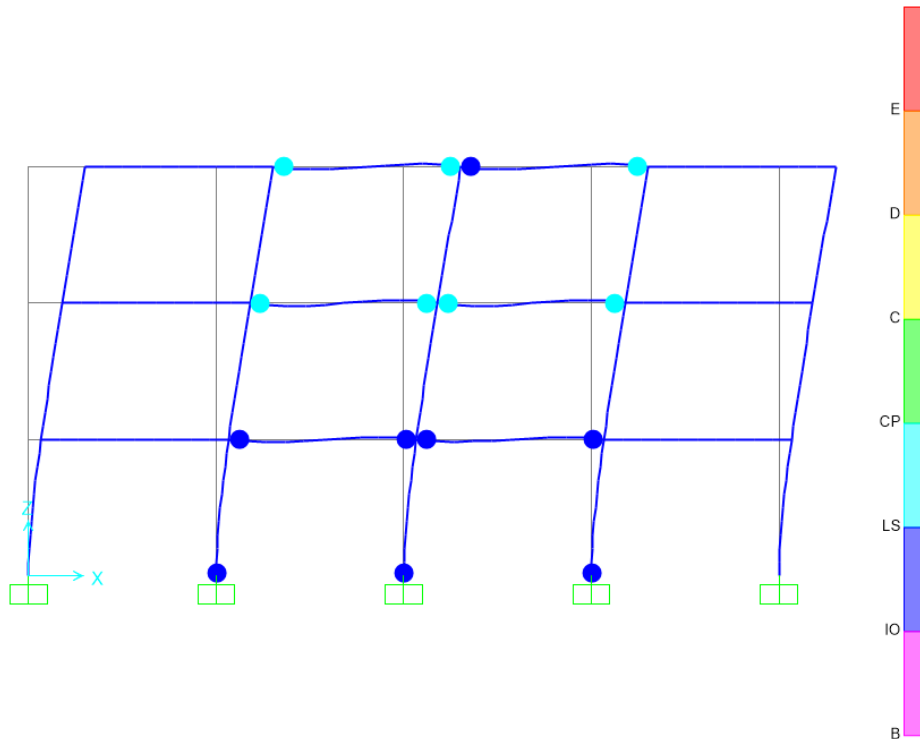


**Figura 29. Paso 4 Pushover - Eje X - Edificio 3 niveles.**

Fuente: Elaboración propia.



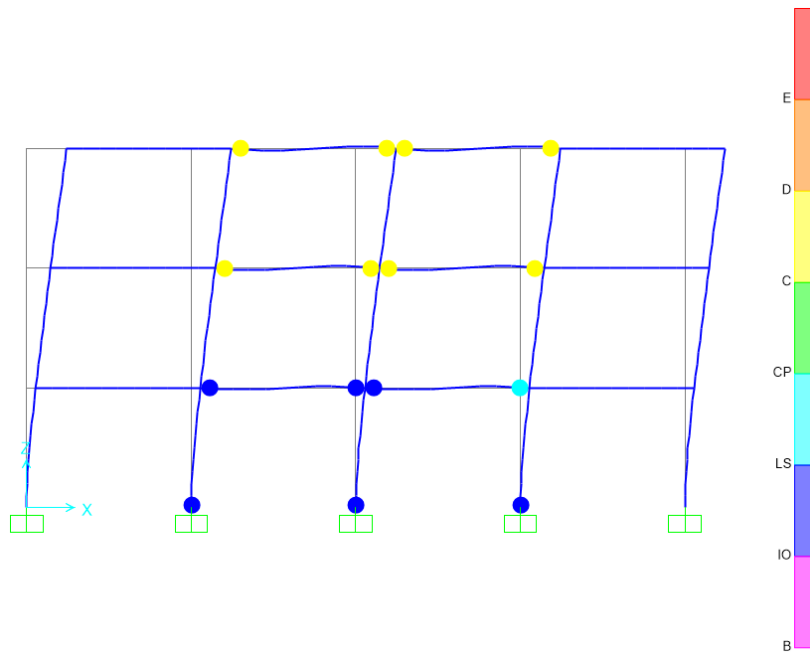
En el paso 4, se puede visualizar cómo se desarrolla la condición de Ocupación Inmediata (OI) en las vigas del tercer nivel y cómo en la gran mayoría ya se han desarrollado algún de desempeño.



**Figura 30. Paso 12 Pushover - Eje X - Edificio 3 niveles.**

Fuente: Elaboración propia.

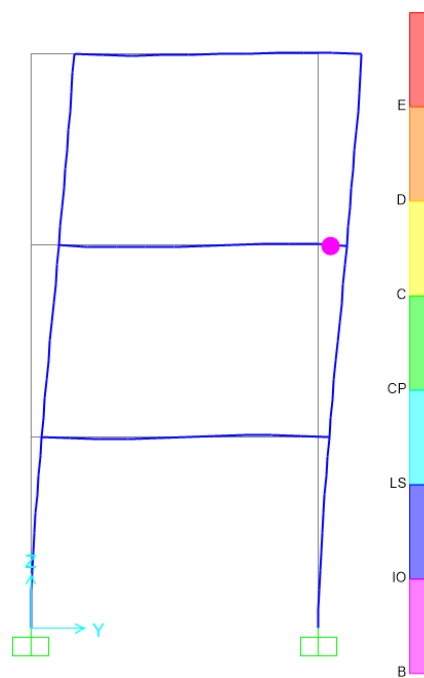
En la Figura 30, se representa el paso 12, en el cual se desarrolla el desempeño de Seguridad de Vida (LS). Es importante resaltar este punto, debido a que el CSCR-2010 indica que, para ocupaciones de tipo normal, el análisis debe finalizar hasta este punto. Asimismo, es importante este paso, ya que es una condición que no se pudo visualizar en el edificio de 5 niveles.



**Figura 31. Paso 14 Pushover - Eje X - Edificio 3 niveles.**

Fuente: Elaboración propia.

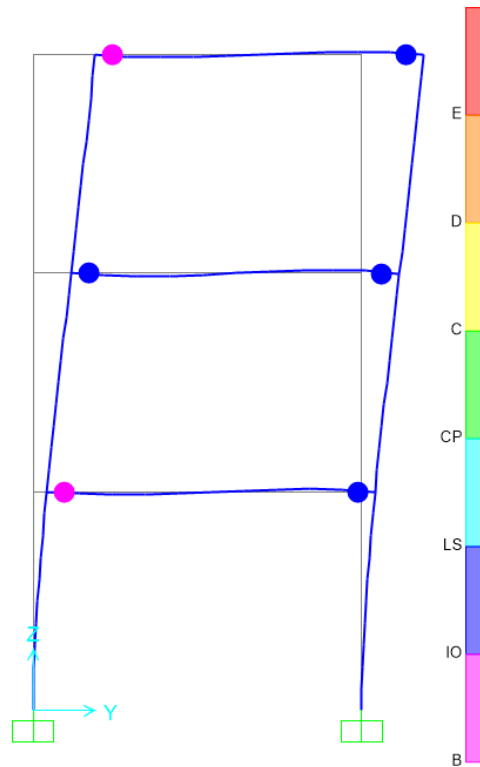
En el paso 14, se presenta la condición de Colapso (C) de la estructura, es por esta razón que el análisis finalizaría hasta el paso 13, ya que hasta este punto la capacidad ha llegado al 100% ante una carga de 197.370 ton y un desplazamiento de 0.667 m.



**Figura 32. Paso 2 Pushover - Eje Y - Edificio 3 niveles.**

Fuente: Elaboración propia.

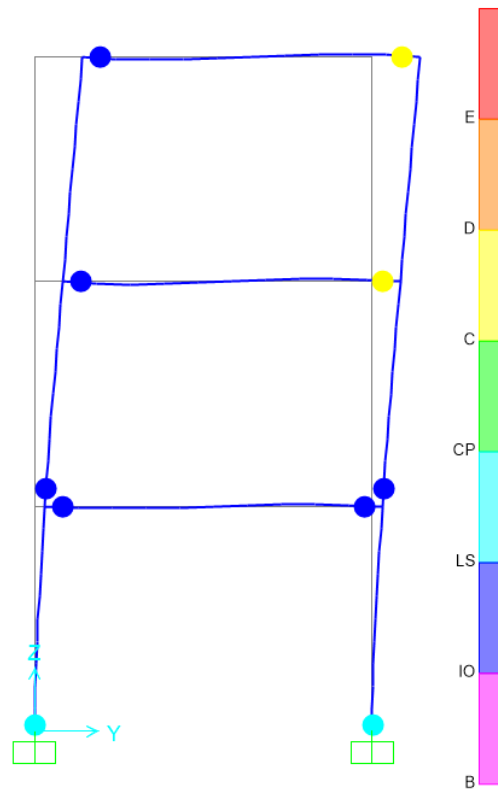
La Figura 32 muestra el paso 2 del Pushover en el eje Y. En este punto se da la primera aparición de rótulas plásticas en condición Ocupacional, este comportamiento inicia con 11% de su capacidad plástica.



**Figura 33. Paso 4 Pushover - Eje Y - Edificio 3 niveles.**

Fuente: Elaboración propia.

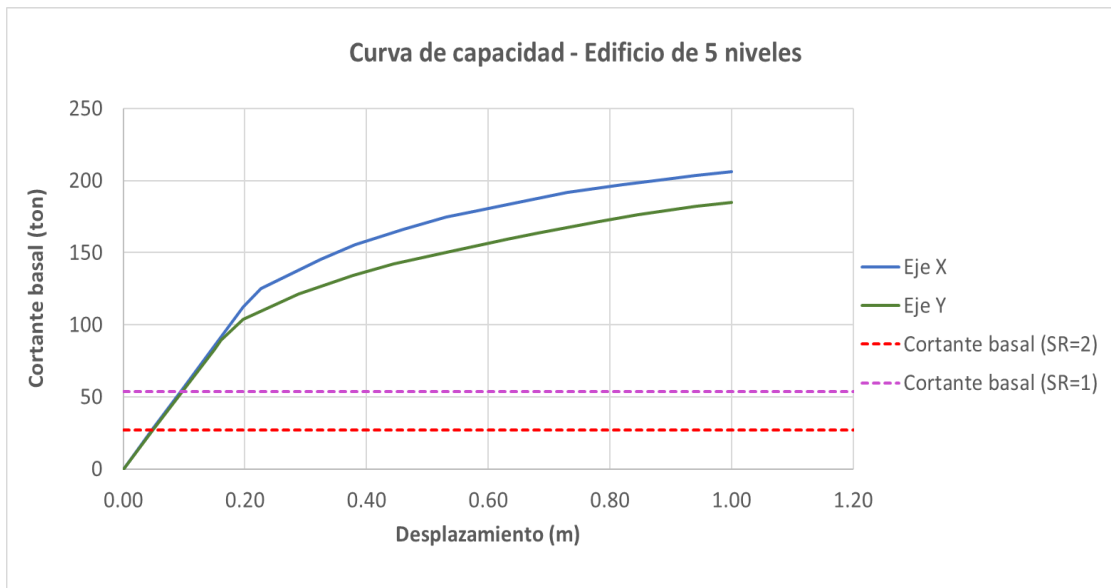
En el paso 4 correspondiente a la Figura 33, se puede visualizar cómo se desarrolla la condición de Ocupación Inmediata (OI) en la mayoría de las vigas, en las demás ya existe un grado de desempeño debido a la aparición de rótulas plásticas.



**Figura 34. Paso 16 Pushover - Eje Y - Edificio 3 niveles.**

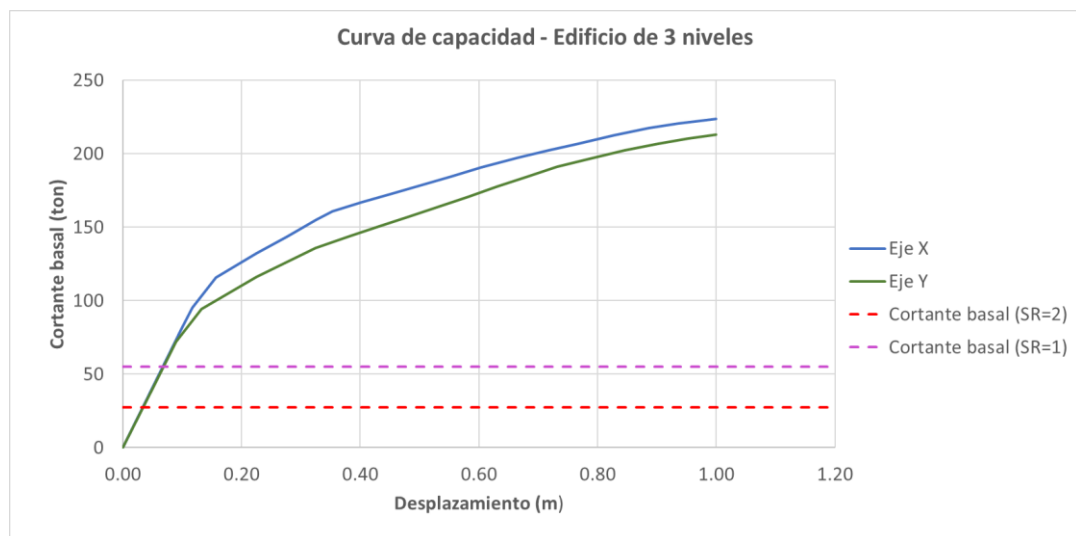
Fuente: Elaboración propia.

Para la Figura 34, se puede visualizar cómo el edificio ya entró en la condición de Colapso (C), por lo cual el análisis termina en el paso 15 ante una carga de 195.957 ton y un desplazamiento de 0.782 m, debido a que la condición de colapso no es permitida. Asimismo, se puede observar cómo, a diferencia del modelo de 5 niveles, sí se formaron las rótulas plásticas primero en vigas que en las columnas, por lo que se puede deducir que sí se cumple con la condición de columna fuerte – viga débil.



**Figura 35. Curva de capacidad – Edificio 5 niveles.**

Fuente: Elaboración propia.



**Figura 36. Curva de capacidad – Edificio 3 niveles.**

Fuente: Elaboración propia.

En las figuras 35 y 36 presentadas anteriormente, se muestran las curvas de capacidad de los dos modelos en cada uno de sus ejes, las cuales son graficadas en términos de cortante basal vs. desplazamiento. Por otro lado, se puede visualizar que hay una similitud en cuanto a las capacidades de los dos edificios, sin embargo, el edificio de 3 niveles (Figura 36) adquiere una capacidad mayor que al de 5 niveles

debido a que resiste mayores cargas laterales. La razón de esta condición puede deberse a que el edificio de 3 niveles posee una mayor rigidez.

Por otra parte, para realizar las curvas que corresponden a la demanda del gráfico Sa-Sd, se utilizaron las siguientes fórmulas teniendo en consideración los FED de la tabla E.7 del CSCR-2010 y graficando para las ductilidades de  $\mu=1$  y  $\mu=3$ .

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

$$\text{donde } SR = 1$$

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

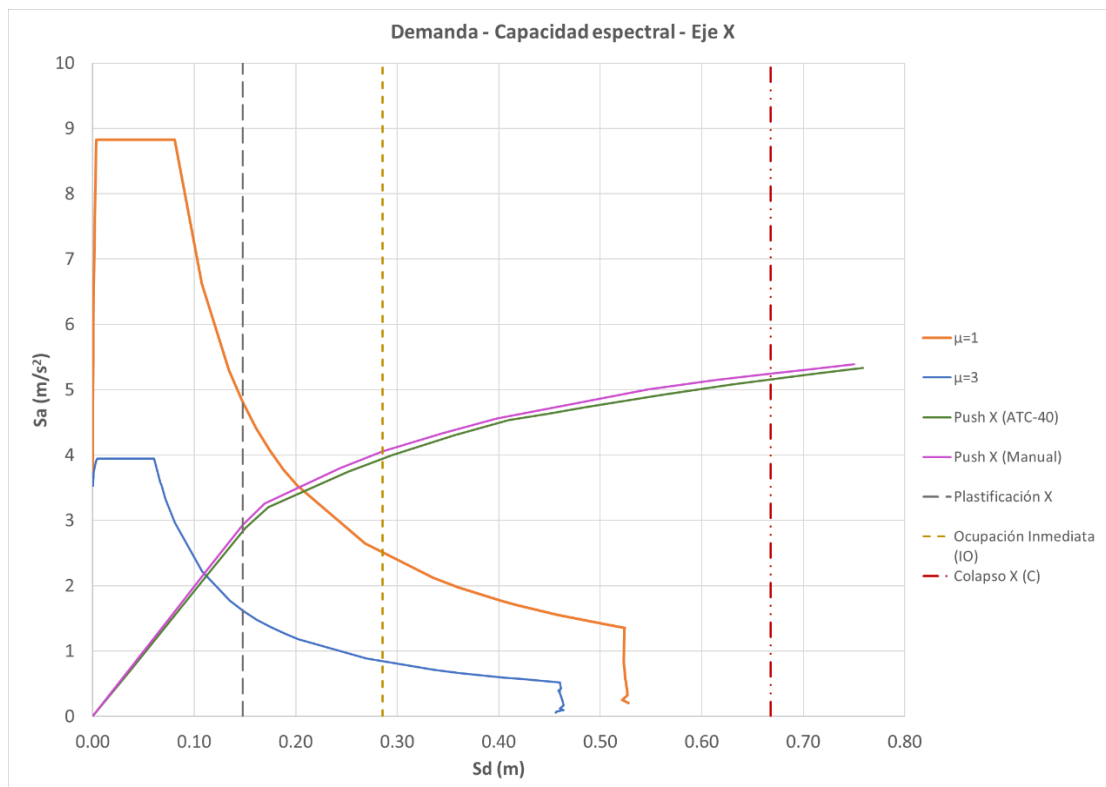
Finalmente, para realizar las curvas que corresponden a la capacidad del gráfico Sa-Sd, fueron utilizadas las siguientes fórmulas teniendo en consideración los datos de cortante basal y desplazamientos de las tablas 30 y 31.

$$S_a = \frac{V_b}{M_{e1}}$$

$$M_{en} = \frac{[\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}]^2}{\sum_{i=1}^N m_i (\phi_{in})^2}$$

$$S_d = \frac{\Delta_t}{\beta_1(\phi)_1}$$

$$\beta_n = \frac{[\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}]}{\sum_{i=1}^N m_i (\phi_{in})^2}$$

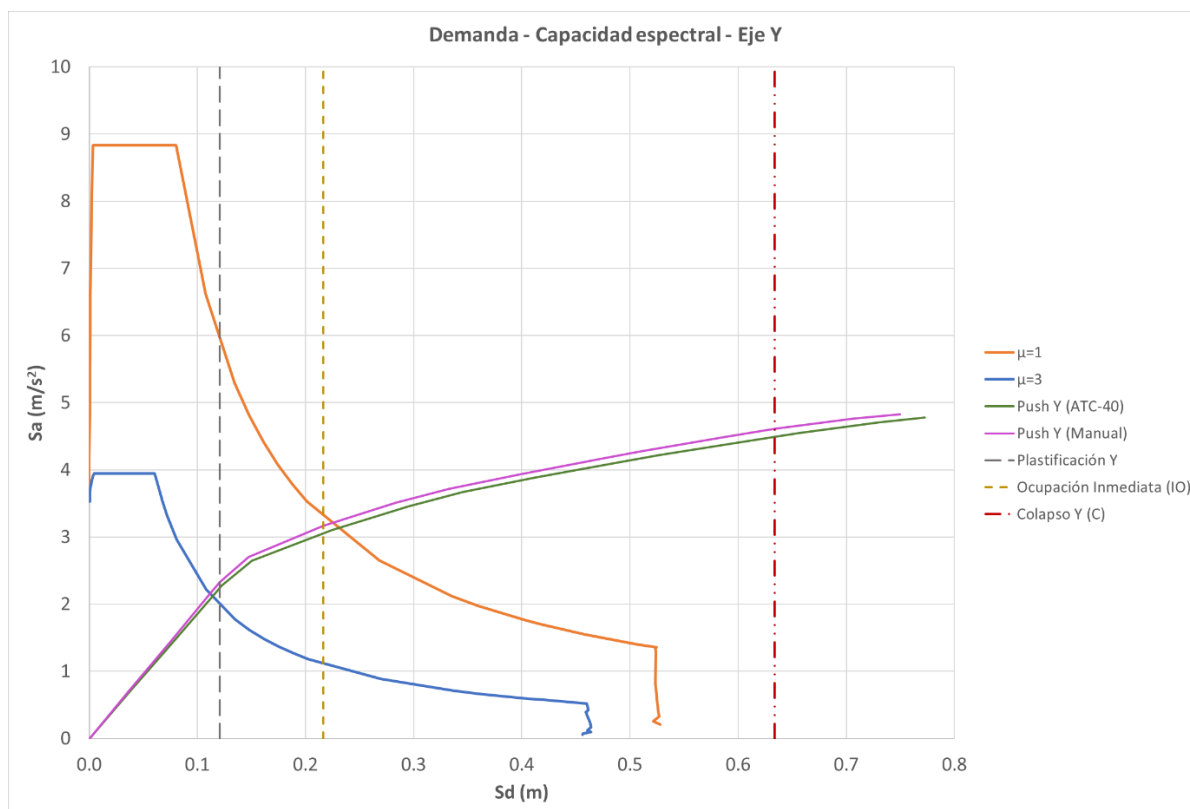


**Figura 37. Curva de Demanda - Capacidad espectral – 5 niveles - Eje X.**

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 37, se presentan los resultados del comportamiento del Pushover (sentido X) en coordenadas  $S_a$ - $S_d$  del edificio de 5 niveles. En ella se representan los límites de demanda de ductilidad de  $\mu=1$  y  $\mu=3$ . Con esto se logra visualizar la curva de capacidad que se obtuvo de SAP2000 y la realizada manualmente (línea rosa y verde), donde se logra determinar la confiabilidad del método debido a la aproximación de datos entre ambas curvas. También se graficaron los diferentes niveles de desempeño de la estructura, como la plastificación (línea gris), la cual representa la primera aparición de rótulas plásticas correspondientes al paso 4 del Pushover. La línea amarilla representa el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO) y la línea roja corresponde al nivel de Colapso (C) global de la estructura. Cabe mencionar que la estructura nunca incurre en el nivel de desempeño de Seguridad de Vida (LS) como establece el CSCR-2010 para este tipo de edificaciones, es por esta razón que no se tomó en consideración para este gráfico.

Por otra parte, con este gráfico se logra determinar que la curva de capacidad del edificio no logra desarrollar un comportamiento inelástico, por lo tanto la estructura adquiere una sobrerresistencia debido a su comportamiento elástico.



**Figura 38. Curva de Demanda - Capacidad espectral – 5 niveles - Eje Y.**

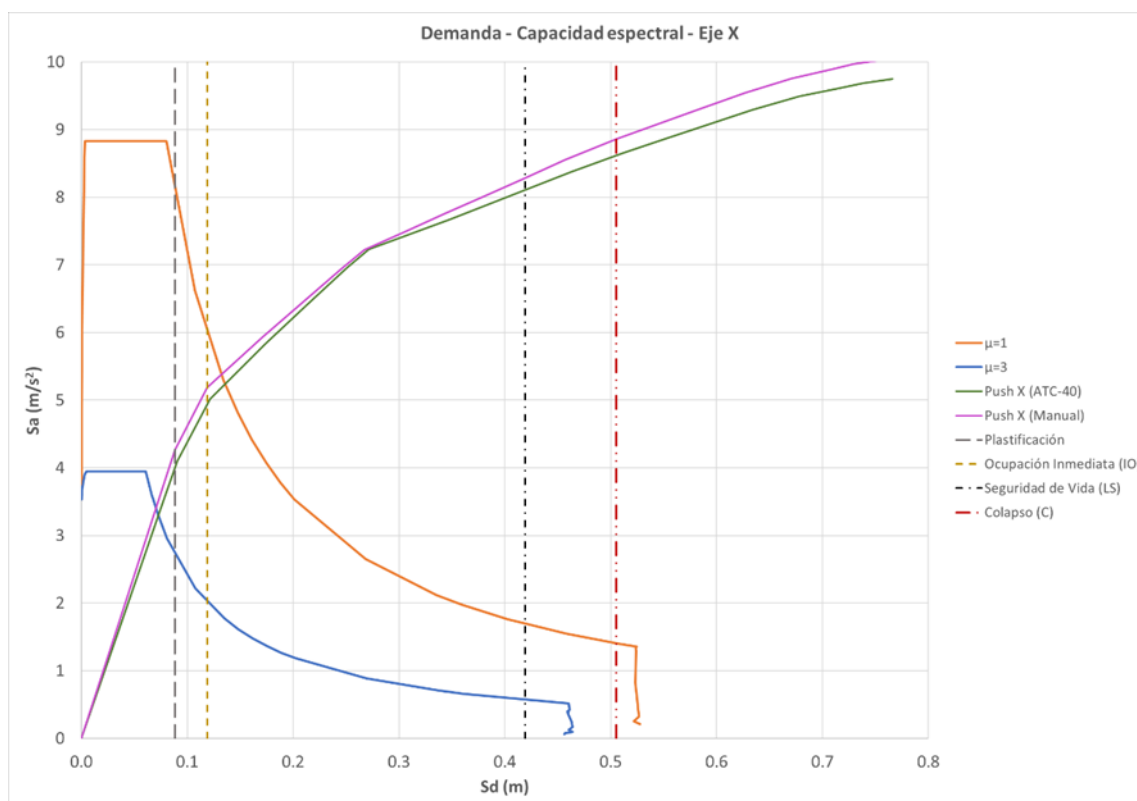
Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 38, se generan resultados muy similares a la figura anterior, ya que se presenta el comportamiento del Pushover (sentido Y) en coordenadas Sa-Sd del edificio de 5 niveles. En ella se representan los límites demanda de ductilidad de  $\mu=1$  y  $\mu=3$ . Asimismo, se logra visualizar la curva de capacidad que se obtuvo de SAP2000 y la realizada manualmente (línea rosa y verde). Cabe resaltar que esta curva de capacidad es muy similar a la Figura 1, en donde su límite de desplazamiento es el mismo, sin embargo, en cuanto a la aceleración espectral sí hay una pequeña disminución que se podría deber a la disminución de la rigidez en ese sentido.

También, se graficaron los diferentes niveles de desempeño de la estructura, como lo es la plastificación (línea gris), la cual representa la primera aparición de rótulas plásticas correspondientes al paso 4 del Pushover. La línea amarilla representa el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), la cual se da en el paso 7 del Pushover y la línea roja corresponde al nivel de Colapso (C) global de la estructura. Cabe resaltar que al igual que la Figura 1 mencionada anteriormente, la estructura no presenta el nivel de desempeño de Seguridad de Vida (LS).



Por otra parte, se puede mencionar que la estructura en este sentido trabaja igualmente en el rango elástico, por lo que hay mucha capacidad inelástica de la estructura que no llega a ser aprovechada.

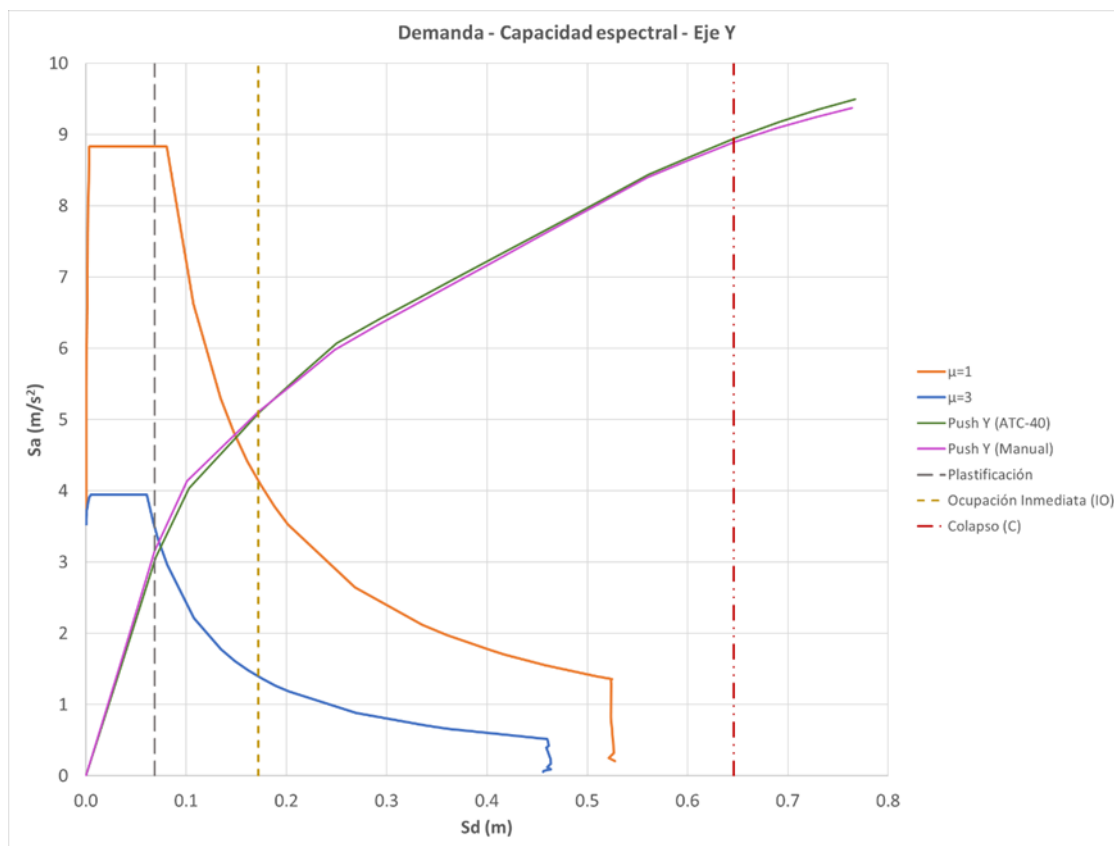


**Figura 39. Curva de Demanda - Capacidad espectral – 3 niveles - Eje X.**

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 39 se presentan los resultados del comportamiento del Pushover (sentido X) en coordenadas Sa-Sd del edificio de 3 niveles. Al igual que las figuras anteriores, se representan los límites demanda de ductilidad de  $\mu=1$  y  $\mu=3$ . Asimismo, se logra visualizar la curva de capacidad correspondiente al ATC 40 (SAP2000) y la desarrollada manualmente (línea rosa y verde). También se graficaron los diferentes niveles de desempeño de la estructura, como lo es la plastificación (línea gris), correspondiente al paso 3 del Pushover. La línea amarilla representa el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), la línea negra muestra el nivel de Seguridad de Vida (LS) y la línea roja corresponde al nivel de Colapso (C) global de la estructura. Cabe destacar que en esta figura sí se presentó el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, la cual, según el Código Sísmico de Costa Rica, indica que, para este tipo de edificaciones de ocupación normal, este sería el nivel máximo de desempeño permitido, por lo tanto, hasta ese punto termina el análisis Pushover.

Por otra parte, se puede visualizar que la capacidad aumentó el doble con respecto al edificio de 5 niveles, por lo cual la estructura sigue desarrollando un desempeño elástico.



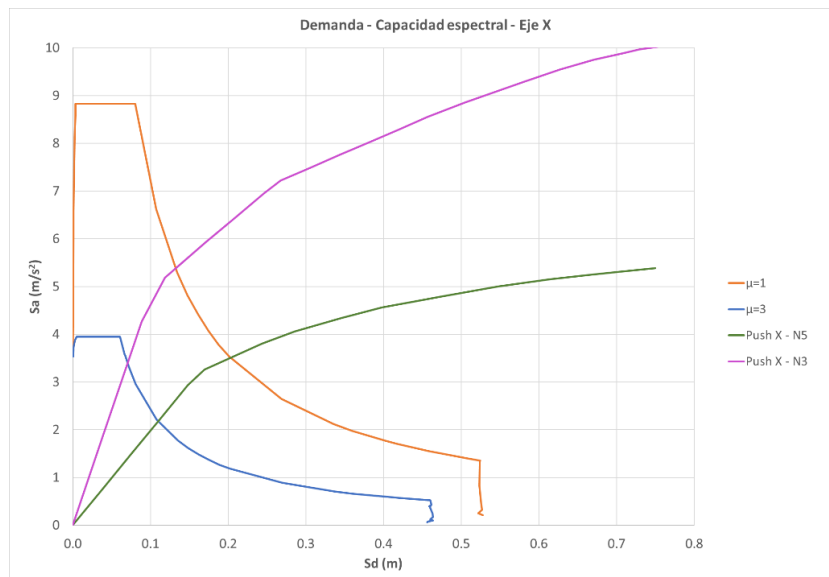
**Figura 40. Curva de Demanda - Capacidad espectral – 3 niveles - Eje Y.**

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 40, se presentan los resultados del comportamiento del Pushover (sentido Y) en coordenadas  $S_a$ - $S_d$  del edificio de 3 niveles. Todos los datos que se graficaron en esta figura corresponden a los mismos de la figura anterior, la única diferencia es su eje de orientación, sin embargo, hay una pequeña diferencia en los datos con respecto a la figura anterior, ya que no se graficó el nivel de desempeño de Seguridad de Vida (LS), debido a que en este sentido la estructura experimenta este desempeño al mismo tiempo que el nivel de Colapso (C). Por lo tanto, según lo indicado por el CSCR 2010, hasta ese punto se termina la aplicación de la carga monótonica creciente en la estructura.

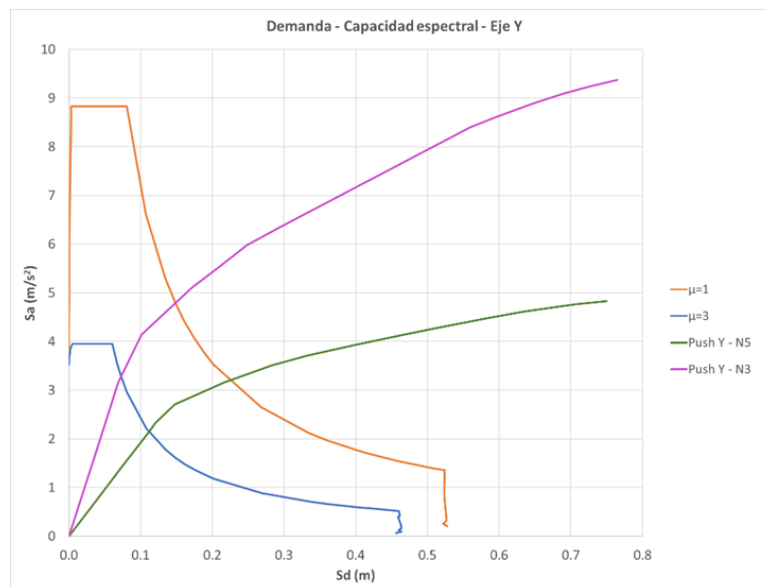
También se puede visualizar que, a diferencia de la Figura 37, la estructura sí presenta un comportamiento inelástico, ya que el punto donde se da la aparición de la

primera rótula plástica se encuentra antes del punto donde corta la curva de demanda ( $\mu=3$ ).



**Figura 41. Curva de Demanda - Capacidad espectral - Eje X.**

Fuente: Elaboración propia.

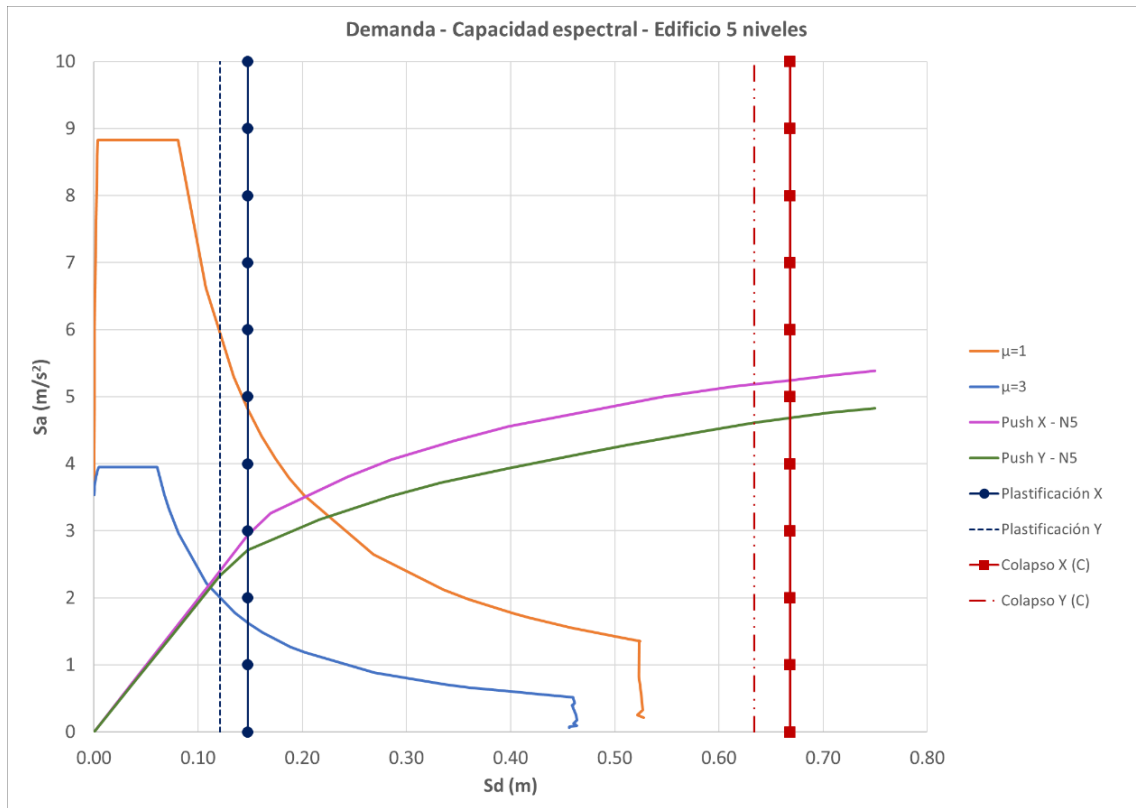


**Figura 42. Curva de Demanda - Capacidad espectral - Eje Y.**

Fuente: Elaboración propia.

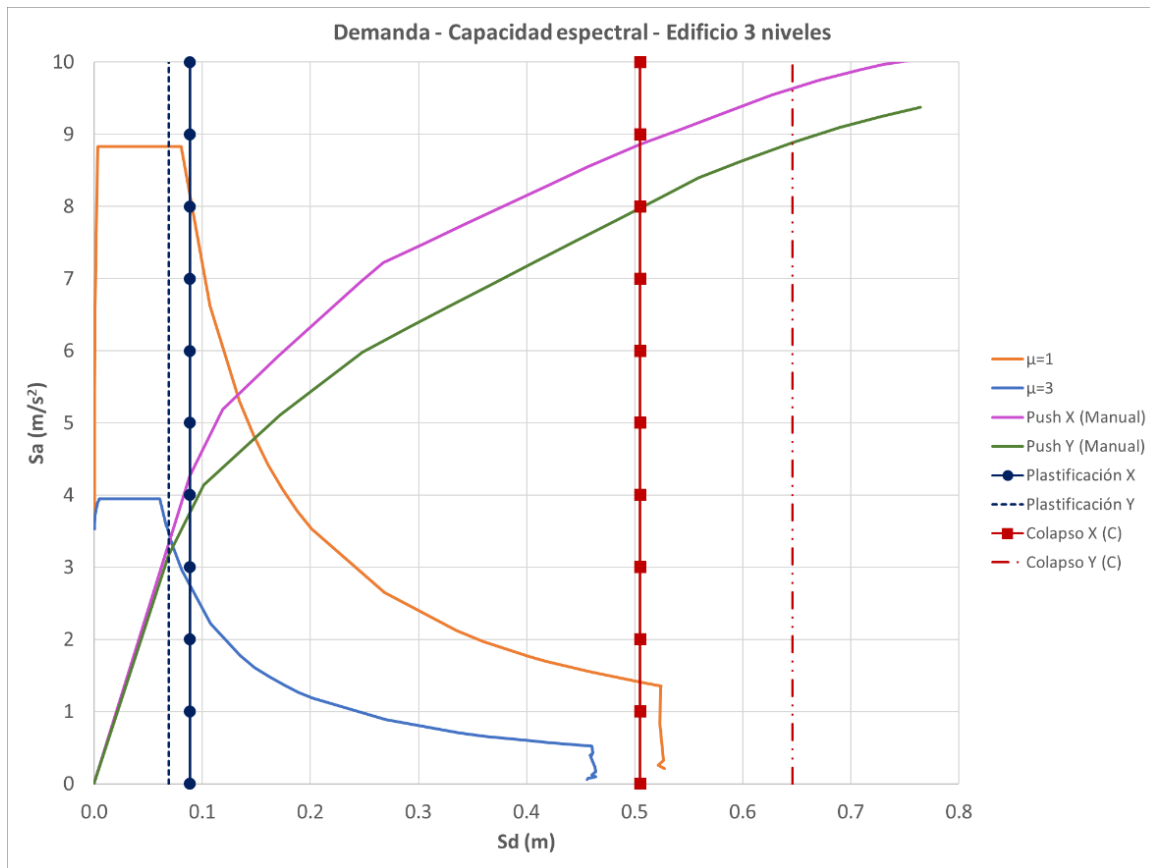
En las figuras 41 y 42, se pueden visualizar las capacidades de los dos edificios en cada uno de sus sentidos. Asimismo, puede mencionarse que ambos gráficos son muy similares, en donde se puede apreciar que la capacidad del edificio de 3 niveles es mayor al edificio de 5 niveles, inclusive se podría decir que es casi el doble de capacidad. Esta

condición de capacidad podría estar relacionada de acuerdo con la rigidez, configuración o esbeltez del edificio. Sin embargo, la similitud que poseen las dos estructuras es que trabajan en el rango plástico y por ende no se está desarrollando un adecuado aprovechamiento de los materiales.



**Figura 43. Curva de Demanda - Capacidad espectral - Edificio 5 niveles**

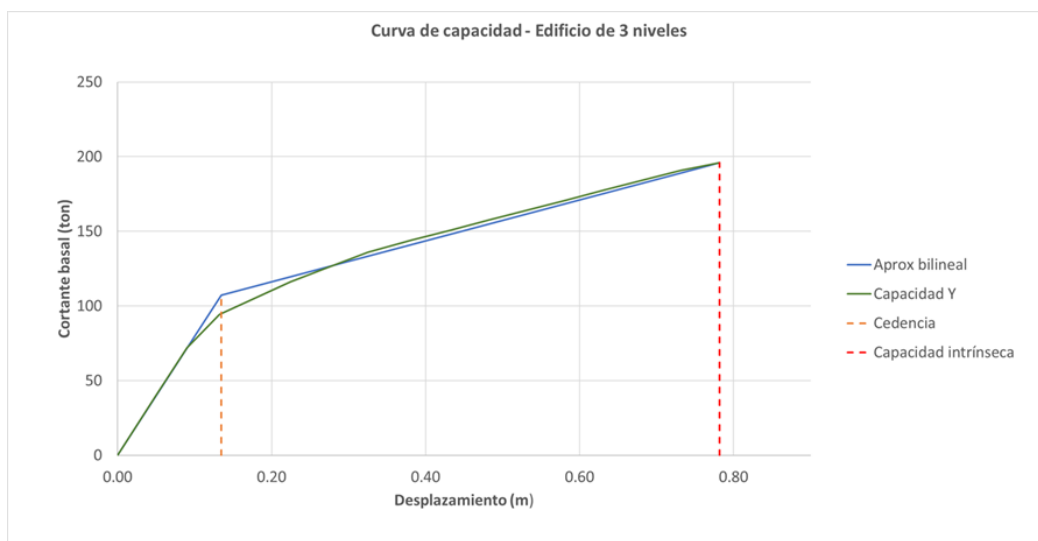
Fuente: Elaboración propia.



**Figura 44. Curva de Demanda - Capacidad espectral - Edificio 3 niveles**

Fuente: Elaboración propia.

### 3.7.14. Ductilidad intrínseca



**Figura 45. Curva de Capacidad Eje Y - Edificio 3 niveles.**

Fuente: Elaboración propia.

Como se muestra en la figura 43, se graficó la curva de capacidad del edificio de 3 niveles en la dirección Y. Así mismo, para elaborar este grafico se debe desarrollar una curva de aproximación bilineal, en la cual para lograr esta aproximación se debe igualar el área bajo la curva de capacidad. Una vez igualando estas dos áreas, se procede establecer el punto de cedencia y el punto de capacidad intrínseca de la estructura. Luego a partir de estos dos últimos puntos se procede a determinar la ductilidad intrínseca de la estructura por medio de la siguiente fórmula:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_i} = \frac{0.782}{0.1345} = 5.81$$

Donde,

$\Delta_u$ : desplazamiento ultimo (capacidad intrínseca).

$\Delta_i$ : desplazamiento ultimo (cedencia).

#### Capítulo IV. Análisis de resultados

Analizando el edificio de 5 niveles como se presenta en la Figura 43, se puede visualizar el comportamiento de capacidad tanto en el eje X como en el eje Y. Asimismo, se representa en la primera línea vertical de izquierda a derecha la plastificación (primera rótula plástica) correspondiente al eje Y, mientras que la siguiente línea a la derecha representa la plastificación para el eje X. Continuando a la derecha podemos observar otras dos líneas, las cuales corresponden al colapso en Y y X respectivamente.

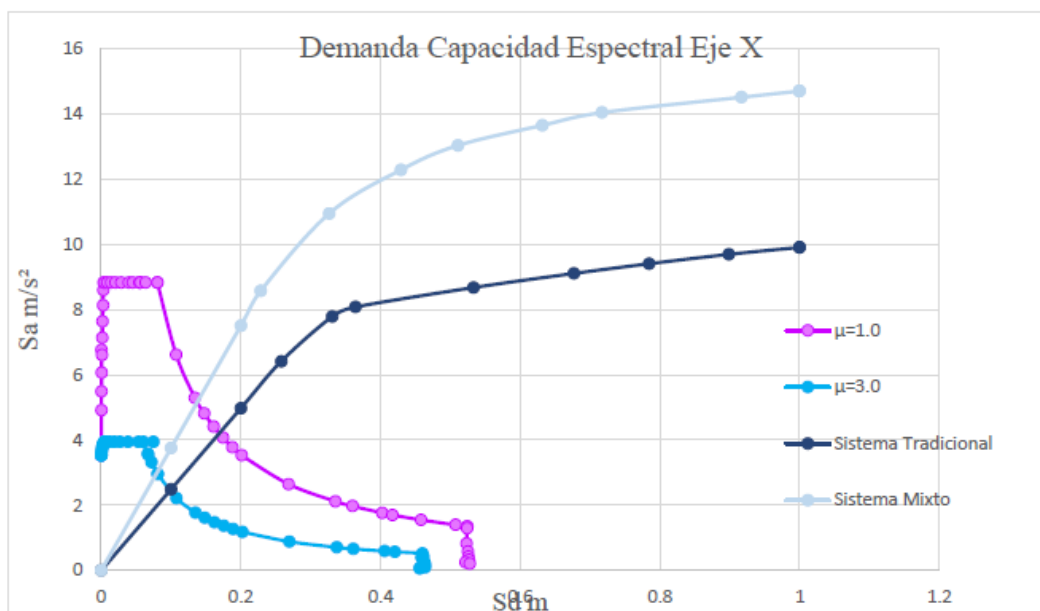
Por otra parte, se tomaron en cuenta solamente los dos espectros límites considerados los más importantes para este análisis, en donde la línea naranja corresponde al espectro de demanda con ductilidad de 1, la cual es la representación del movimiento del suelo durante un sismo. Por otro lado, la línea azul indica la ductilidad de 3 que le fue asignada a la estructura para el inicio del diseño. Cabe resaltar que el diseño con ductilidad tiene como propósito que la estructura logre disipar la energía, producto de la aceleración que genera el movimiento del terreno.

También, en la Figura 43, se puede mencionar que el punto donde la estructura comienza a plastificar en ambos ejes está sobre el punto donde corta la línea de ductilidad. Esto indica que bajo el supuesto de ductilidad igual 3 se esperaba que la estructura experimentara rótulas plásticas, sin embargo, la estructura bajo este supuesto de ductilidad no demanda comportamiento inelástico. Es por esta razón, existe mucha capacidad en la estructura que no está siendo aprovechada.

En la Figura 44, se muestra el comportamiento de capacidad del edificio de 3 niveles en ambos ejes. En la primera línea vertical de izquierda a derecha, se representa la plastificación correspondiente al eje Y, mientras que la siguiente línea a la derecha representa la plastificación para el eje X. Continuando a la derecha se visualizan otras dos líneas correspondientes al colapso en X y Y. Por otra parte, se puede observar que el punto donde la estructura comienza a plastificar en el eje Y, queda antes del punto donde corta la línea de ductilidad, por lo cual se podría decir que en esa dirección la estructura desarrolla un comportamiento inelástico cuando se da la formación de una rótula plástica. Por lo tanto, sí se cumple el supuesto de  $\mu=3$  esperando que la estructura bajo esta fuerza sísmica experimenta la formación de rótulas plásticas. Además, cabe destacar que el Pushover en Y desarrolla una menor capacidad, pero permite un mayor desplazamiento con un máximo de 0.65 m.

La capacidad en el eje X del edificio de 3 niveles es mayor, sin embargo, permite un menor desplazamiento. Además, el punto donde la estructura comienza a plastificar está sobre el punto donde corta la línea de ductilidad, por lo tanto, como ya se ha mencionado anteriormente la estructura está desarrollando un comportamiento elástico.

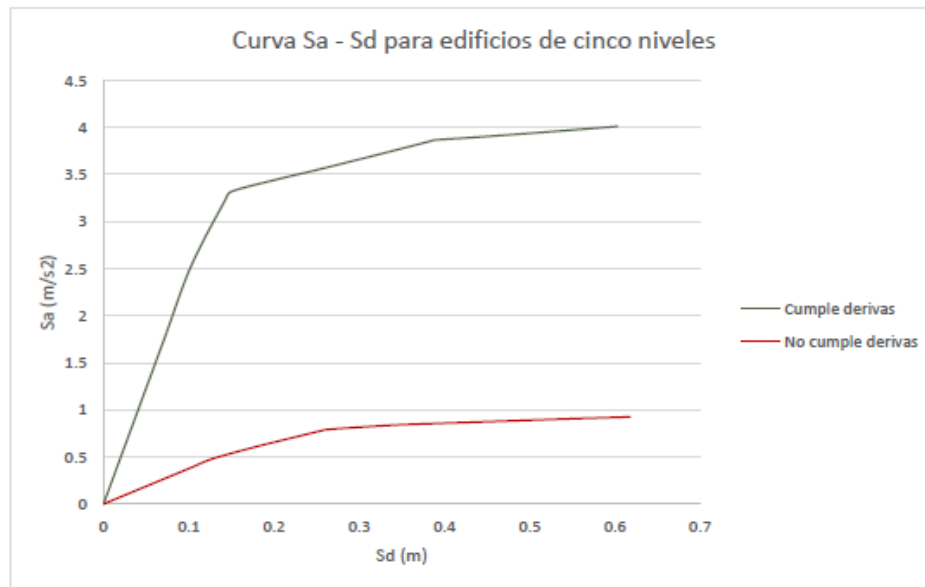
Se puede mencionar también que los efectos de altura influyen en las estructuras, ya que, como bien se sabe, la rigidez es la que establece la pendiente de la ecuación. La rigidez es una variable importante debido a que, si esta disminuye, el periodo de la estructura aumenta. Por lo tanto, al comparar las dos estructuras se puede determinar que el edificio de cinco niveles necesita casi el doble de capacidad para alcanzar los mismos desplazamientos de la estructura de tres niveles.



**Figura 46. Demanda vs Capacidad Espectral Eje X**

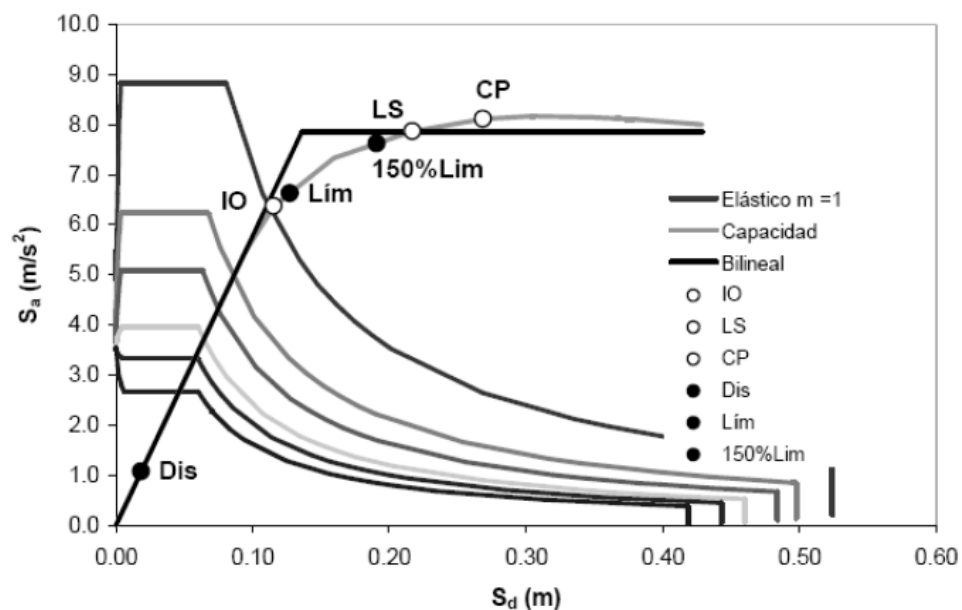
Fuente: Blackamore, S. (2021). *Análisis de comportamiento de Estructura de Acero tipo Marco IMF (Intermediate Moment Frames)*. (Tesis de grado). Universidad Latina de Costa Rica.





**Figura 47. Curva Sa-Sd para edificios de 5 niveles.**

Fuente: Hernández, V. (2022). *Evaluación del comportamiento no lineal de edificios diseñados a base de marcos especiales de momento que utilizan vigas y columnas con secciones W.* (Tesis de grado). Universidad Latina de Costa Rica.



**Figura 48. Resultados del método de capacidad espectral del edificio E8 en el sentido X.**

Fuente: Agüero, P. (2013). *Análisis Mediante Elementos Finitos De Conexiones De Marcos Regulares De Acero Diseñados Según El Código Sísmico De Costa Rica.* (Tesis de grado). Universidad de Costa Rica.

En la Figura 41, se puede visualizar la curva demanda – capacidad espectral del eje X. Dicha curva puede generar una comparativa con respecto a las figuras 46, 47 y 48, las cuales corresponden a otros trabajos finales de graduación. En la Figura 46, se muestra los resultados de demanda – capacidad espectral elaboradas por Blackamore (2021), en esta se desarrolló para un marco IMF, si se realiza una comparativa con respecto a la investigación actual (Figura 41), se puede visualizar que la curva para el sistema mixto de la Figura 46 adquiere una mayor capacidad, sin embargo, esto puede deberse a que la estructura desarrollada por Blackamore (2021) posee una configuración distinta, ya que sus dimensiones en planta son mayores a las nuestras. Por esta razón, puede que la estructura adquiera una mayor rigidez.

Luego, en la Figura 47 se muestran los resultados de la curva Sa-Sd para edificios de cinco niveles desarrollada por Hernández (2022), en esta se desarrolló para un marco SMF. Esta estructura adquiere una capacidad similar a la desarrollada en esta investigación (Figura 41), lo cual podría deberse a que las configuraciones son muy similares, sin embargo, existe una pequeña diferencia en la investigación de Hernández (2022), ya que la configuración es planta tiene las mismas dimensiones en ambas direcciones y esto podría generar mayor rigidez y, por ende, permite menores desplazamientos.

Finalmente, en la Figura 48, se exponen los resultados de la curva de capacidad espectral elaborada por Agüero (2022). Para este caso, se diseñó una estructura con una altura de 10 m y dimensiones en planta de 24 m en el eje X y 36 m en el eje Y, por lo cual se podría decir que es una estructura muy similar a la nuestra. Por lo tanto, si se compara con la Figura 41, se puede visualizar que las curvas de capacidad son muy parecidas, sin embargo, en la Figura 47 podemos concluir que la estructura desarrolla un poco más de capacidad y menor desplazamiento comparado con nuestro modelo. Asimismo, deducir que la razón de ello es por términos de rigidez, debido a que es una estructura de menor altura y con mayores longitudes en planta, lo cual va a provocar esta condición.

## Capítulo V. Conclusiones y recomendaciones

### Conclusiones

Se diseñaron dos modelos representativos a base de marcos de acero IMF de 3 y 5 niveles con una ligera variación a diferencia de tesis anteriores, estableciendo una relación ancho – alturas esbeltas, las cuales fueron elaboradas con una altura de 4 m por nivel, en planta un ancho de 6 m y un largo de 22 m. Con ello se concluye el tema de flexibilización, ya que el edificio de 5 niveles permite mayores desplazamientos debido a temas relacionados con la rigidez. Sin embargo, se logra demostrar que existe una limitación al cumplir el control por deriva que establece el CSCR-2010, evitando que estas desarrollen un comportamiento dúctil. Es por esta razón, que las estructuras adquieren una considerable ganancia de sobre resistencia.

La aplicación del método de carga monotónica creciente para el análisis de las estructuras mostró cómo se desarrolla la aplicación de las fuerzas y los efectos que estos pueden generar. Tanto así que se pudo ver paso a paso la aparición de rótulas plásticas en los elementos, principalmente en las vigas. En los últimos pisos del edificio de 5 niveles se dieron las apariciones de rótulas plásticas en las columnas antes que las vigas, por lo cual no se está cumpliendo con el criterio de columna fuerte – viga débil. No obstante, el CSCR-2010 no exige esta condición para marcos tipo IMF.

También se desarrolló la curva de capacidad de ambos modelos, en las cuales se concluye que el edificio de 3 niveles desarrolla una capacidad de casi el doble en comparación al edificio de 5 niveles. Asimismo, se desarrollaron las curvas de demanda capacidad en términos de  $S_a$ - $S_d$ , en las cuales se indican que la diseño bajo el supuesto de ductilidad de 3 no demanda un comportamiento inelástico, por ende, existe mucha capacidad inelástica de la estructura que no está siendo aprovechada. Sin embargo, en la estructura de 3 niveles en su eje Y se puede mencionar que existió un comportamiento inelástico en la primera rótula plástica.

Finalmente, se puede concluir que, si la estructura fuera diseñada bajo el supuesto de una ductilidad igual a 1, sí lograría desarrollar un adecuado comportamiento inelástico, sin embargo, para que esto se llegue a dar, se debería introducir una fuerza equivalente al sismo elástico.

### **Recomendaciones**

- Analizar la posibilidad de incrementar hasta un 50% las derivas para mejorar la eficiencia y lograr un mejor comportamiento.
- Realizar un análisis con modelos de simplificación bilineal para determinar el punto de desempeño de la estructura.
- Replicar esta investigación aplicando un análisis dinámico con el objetivo de mejorar los resultados de derivas, debido a que el análisis estático es un poco conservador.
- Considerar niveles de rotación y cómo es el funcionamiento de las conexiones precalificadas establecidos como el CSCR-2010.
- Evaluar el aumento de la sobrerresistencia (SR) para sacar un mayor provecho de los materiales, logrando así un mejor comportamiento de las estructuras.

### Referencias bibliográficas

Acosta, N. (2005). *Análisis del Comportamiento No Lineal y de la Demanda de Ductilidad de Marcos de Acero Estructural tipo Marco Especial (SMF)*. (Tesis de grado). Universidad de Costa Rica.

Agüero, P. (2013). *ANÁLISIS MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS DE CONEXIONES DE MARCOS REGULARES DE ACERO DISEÑADOS SEGÚN EL CÓDIGO SÍSMICO DE COSTA RICA*. (Tesis de grado). Universidad de Costa Rica.

American Institute of Steel Construction. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications (ANSI/AISC 358-16)*. Imprenta del AISC.

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

Beer y Johnson. (2010). *Mecánica de Materiales*. (5a ed.). McGrawHill

Blackamore, S. (2021). *Análisis de comportamiento de Estructura de Acero tipo Marco IMF (Intermediate Moment Frames)*. [Tesis de Licenciatura no publicada]. Universidad Latina de Costa Rica.

Bruneau, M. Uang, C. y Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. (2da ed.). McGraw Hill.

Chopra, A. K. (2014) *Dinámica de Estructuras*. (4ta ed.). Pearson.

Cortes, J. S. (2017). *ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE EDIFICIOS DE ACERO SOMETIDOS AL SISMO DE QUETAME DEL AÑO 2008 Y AL SISMO DE LA MESA DE LOS SANTOS DEL AÑO 2015 REGISTRADOS EN BOGOTÁ D.C.* [Tesis de Maestría]. Pontificia Universidad Javeriana de Colombia.

Crisafulli.(s.f). *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero*. (5a Edición). Asociación Latinoamericana del Acero

Diaz, S. (2017). *Análisis estructural sísmico de edificios de acero: un enfoque probabilista*. [Tesis de grado, Universidad Politécnica de Catalunya]. <https://dialnet.unirioja.es/servlet/tesis?codigo=229804>

Federal Emergency Management Agency (FEMA), SAC Joint Venture. (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Moment-Frame Buildings*. FEMA-350.

Federal Emergency Management Agency (FEMA), SAC Joint Venture. (2000). *State of the Art Report on Past Performance on Steel Moment-Frame Buildings on Earthquakes*. FEMA-355E.

Freeman, S. (1994). *The Capacity Spectrum Method for Determining the Demand Displacement*. *Sesión Técnica: Displacement Considerations in Design of Earthquake-Resisting Buildings*. Convención de Primavera de 1994 del ACI.

García, J., Tapia, E. (2019). *RESPUESTA INELÁSTICA DE MARCOS DÚCTILES CON CONTRAVIENTO EXCÉNTRICO*. *Revista Ingeniería Sísmica*, 100, 51-70. [http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0185-092X2019000100051&lang=es](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2019000100051&lang=es)

Guerrero, D. (2019). *ANÁLISIS TÉCNICO Y ECONÓMICO DEL DISEÑO POR DESEMPEÑO DE EDIFICIOS CON ESTRUCTURA DE ACERO UTILIZANDO ARRIOSTRAMIENTOS CONCÉNTRICOS*. *Revista Gaceta Técnica*, 20(1), 41-59. <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=7074138>

Hernández, E. (2019). *Revisión y aplicación de la zona del panel en los pórticos resistentes a momento de acero*. *Zigurat Global Institute of Technology*. <https://www.e-zigurat.com/blog/es/revision-y-aplicacion-zona-panel-porticos-resistentes-momento-acero/>

Hernández, V. (2022). *Evaluación del comportamiento no lineal de edificios diseñados a base de marcos especiales de momento que utilizan vigas y columnas con secciones W*. (Tesis de grado). Universidad Latina de Costa Rica.

Hibbeler, R. C. (2010). *Ingeniería Mecánica Dinámica*. (Decimosegunda Edición). Pearson

Leslie (2012). *The Pushover Analysis, explained in its Simplicity*. ResearchGate. [https://www.researchgate.net/publication/315686143\\_The\\_Pushover\\_Analysis\\_explained\\_in\\_its\\_Simplicity](https://www.researchgate.net/publication/315686143_The_Pushover_Analysis_explained_in_its_Simplicity)

McCormac, J. C. y Csernak, S. F. *Diseño de Estructuras de Acero* (5a ed.). Alfaomega.

Pérez García, A. y Guardiola Vállora, A. (s.f.). *Conceptos básicos de estructuras y resistencia de materiales*. Publicación de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Valencia de la Universidad Politécnica de Valencia.

Rahmani et al. (2019). *Adaptive upper-bound pushover analysis for high-rise moment steel frames*. Science Direct. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2352012419301250>

Smith, W. y Hashemi, J. (2006). *Fundamentos de la ciencia e ingeniería de materiales*. Editorial McGraw Hill.

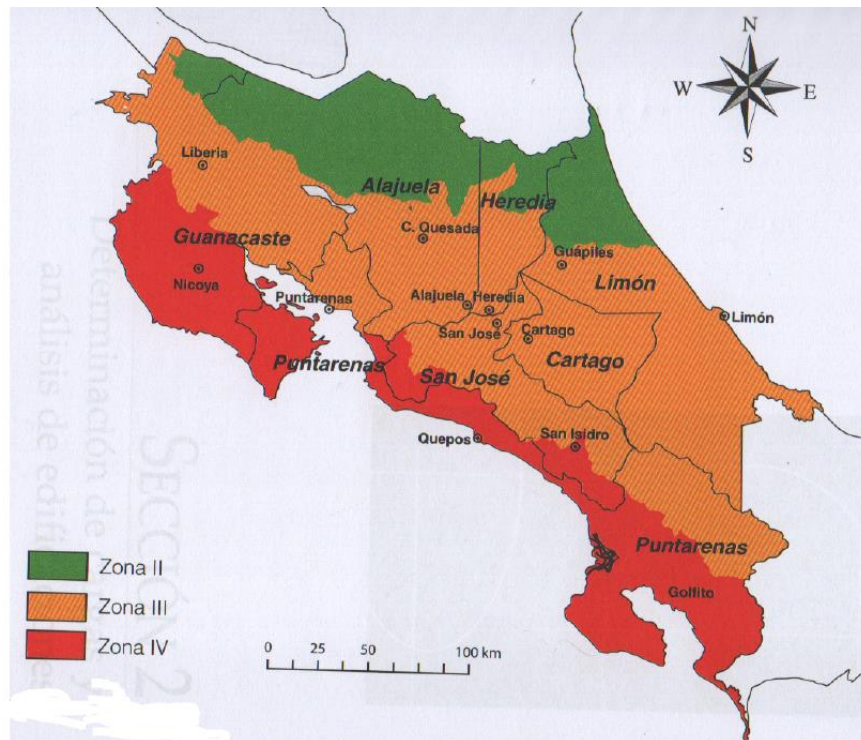
Solórzano, R. (2021). *Evaluación de Respuesta por Capacidad de Edificios de Acero Tipo Dual*. [Tesis de Licenciatura no publicada]. Universidad Latina de Costa Rica.

Vinnakota, S. (2006) *Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD*. Mc GrawHill.

Williams, A. (2011) *Steel Structures Design ASD/LRFD*. Mc GrawHill.

Anexos

Anexo 1. Zonificación sísmica CSCR-2010.

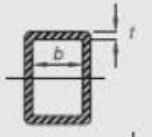

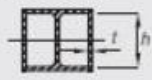
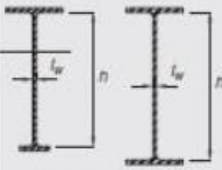
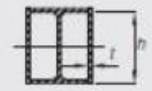
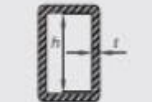
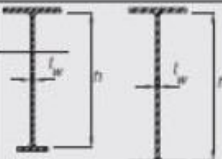



Fuente: (CSCR, 2010, p. 2/9).

Anexo 2. Tabla 10.6 CSCR-2010.

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



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	$b/t$	$0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}^{(b)}$	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}^{(c)}$	
	Placas laterales de secciones "I" convertidas en secciones rectangulares y paredes de secciones tipo cajón soldadas a base de placas utilizadas como riostras diagonales	$h/t$			
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 $C_s \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.83C_s)$	Para $C_s \leq 0.125$ $3.76 \sqrt{E/F_y} (1 - 2.75C_s)$	
	Placas laterales de secciones "I" convertidas en secciones rectangulares utilizadas como vigas o columnas	$h/t$	Para $C_s > 0.125$ $0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_s)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$	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: $C_s = \frac{P_u}{\phi_s P_y}$	Donde: $C_s = \frac{P_u}{\phi_s P_y}$	
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	$D/t$	$0.038 \frac{E}{F_y}$	$0.044 \frac{E}{F_y}^{(a)}$	

Fuente: (CSCR, 2010, p. 10/15 y 10/16).

### Anexo 3. Tabla 4.1 CSCR-2010.

TABLA 4.1. Clasificación de edificaciones según importancia.

Grupo	Descripción	Ocupación o función de la edificación	Factor <i>I</i>	Factor <i>I<sub>p</sub></i>
A	Edificaciones e instalaciones esenciales	Hospitales e instalaciones que poseen áreas de cirugía o atención de emergencias. Estaciones de policía y bomberos. Garajes y refugios para vehículos o aviones utilizados para emergencias. Instalaciones y refugios en centros de preparación para emergencias. Terminales aeroportuarias y torres de control aéreo. Edificaciones y equipo en centros de telecomunicaciones y otras instalaciones requeridas para responder a una emergencia. Generadores de emergencia para instalaciones pertenecientes al grupo A. Tanques de almacenamiento de agua que sean esenciales. Estructuras que contienen bombas u otros materiales o equipo para suprimir el fuego.	1.25	1.50
B	Edificaciones e instalaciones riesgosas	Obras e instalaciones utilizadas para la producción, almacenamiento y trasiego de sustancias o químicos tóxicos o explosivos. Obras que contienen o soportan sustancias tóxicas o explosivas. Obras cuya falla pueda poner en peligro otras edificaciones de los grupos A y B.	1.25	1.50
C	Edificaciones de ocupación especial	Edificaciones para actividades educativas con una capacidad mayor que 300 estudiantes. Edificios para centros de salud con 50 o más pacientes residentes, pero no incluidas en el grupo A. Todas las edificaciones con una ocupación mayor que 5000 personas no incluidas en los grupos A o B. Edificaciones y equipo en estaciones de generación de energía y otras instalaciones públicas no incluidas en el grupo A y requeridas para mantener operación continua.	1.00	1.25
D	Edificaciones de ocupación normal	Todas las obras de habitación, oficinas, comercio o industria y cualquier otra edificación no especificada en los grupos A, B, C o E.	1.00	1.25
E	Edificaciones misceláneas	Construcción agrícola y edificios de baja ocupación. Galpones y naves de almacenamiento de materiales no tóxicos y de baja ocupación. Tapias y muros de colindancia (ver nota). Obras e instalaciones provisionales para la construcción.	0.75	1.00

Fuente: (CSCR, 2010, p. 4/2).

### Anexo 4. Tabla 4.3 CSCR-2010.

TABLA 4.3. Ductilidad global asignada,  $\mu$ , según sistema estructural, regularidad de la estructura y ductilidad local.

Sistema estructural tipo marco					
Tipo	Regular	Irregular moderado	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
marco a	X		X		6.0
marco b	X			X	3.0
marco c		X	X		3.0
marco d		X		X	2.0
Sistema estructural tipo dual					
Tipo	Regular	Irregular moderado	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
dual a	X		X		4.0
dual b	X			X	3.0
dual c		X	X		3.0
dual d		X		X	2.0
Sistema estructural tipo muro					
Tipo	Regular	Irregular moderado	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
muro a	X		X		3.0
muro b	X			X	2.0
muro c		X	X		2.0
muro d		X		X	1.5
Sistema estructural tipo voladizo					
Tipo	Regular	Irregular	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
voladizo a	X		X		1.5
voladizo b	X			X	1.0
voladizo c		X	X		1.0
voladizo d		X		X	1.0
Sistema estructural tipo otros					
Tipo	Regular	Irregular	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global asignada
otros a	X		X		1.0
otros b	X			X	1.0
otros c		X	X		1.0
otros d		X		X	1.0

Fuente: (CSCR, 2010, p. 4/11).

**Anexo 5. Tabla 6.1 CSCR-2010.**

TABLA 6.1. Cargas temporales unitarias mínimas.

Destino del piso	Carga temporal (kg/m <sup>2</sup> )
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 peso 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

Fuente: (CSCR, 2010, p. 6/2).

**Anexo 6. Tabla 7.1 CSCR-2010.**TABLA 7.1. Factor de desplazamiento inelástico,  $\alpha$ .

Tipo de estructura	Factor $\alpha$
tipo marco	0.7
tipo dual	0.7
tipo muro	0.7
tipo voladizo	1.0
tipo otros	1.0

Fuente: (CSCR, 2010, p. 7/10).

### Anexo 7. Tabla 4.1 CSCR-2010.

TABLA 7.2. Límite superior de la razón de deriva inelástica,  $\Delta_i / H_i^{(1)}$ , según categoría de edificación y sistema estructural.

Sistema estructural (según artículo 4.2)	Edificaciones A y C (Limitación especial 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

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

Fuente: (CSCR, 2010, p. 7/14).

### Anexo 8. Tabla 4.1 CSCR-2010.

Tabla 10.5. Ductilidad local según el tipo de *sistema sismorresistente*.

		Sistema	Ductilidad local	Ductilidad global asignada	Limitación en altura	Notas
Sistemas a base de elementos de acero estructural	Sistemas de marcos	OMF	-	1.5 o 1.0	Sí	Ver notas 1 y 2
		IMF	Moderada	Según tabla 4.3	Sí	Ver nota 3
		SMF	Óptima	Según tabla 4.3	No	-
		STMF	Óptima	Según tabla 4.3	No	-
	Sistemas arriostrados	OCBF	Moderada	1.5 o 1.0	Sí	Ver notas 1, 3 y 7
		SCBF	Óptima	Según tabla 4.3	No	Ver notas 5 y 7
		EBF	Óptima	Según tabla 4.3	No	Ver notas 6 y 7
		SPSW	Óptima	Según tabla 4.3	No	Ver notas 6 y 7
Sistemas a base de elementos de acero laminado en frío con secciones esbeltas	Sin uniones precalificadas	Marcos y marcos arriostrados Tipo N <sup>2</sup>	-	1.0	Sí	Ver notas 1, 4 y 7
	Con uniones precalificadas	Marcos y marcos arriostrados Tipo P	-	1.5 o 1.0	Sí	Ver notas 1, 4 y 7

Fuente: (CSCR, 2014, p. 10/11).

## Glosario

**Acero:** Aleación que consiste principalmente en hierro (usualmente más de 98%) combinado con pequeñas cantidades de carbono, silicio, manganeso, azufre, fósforo y entre otros materiales.

**Aceleración pico efectiva:** Aceleración máxima del suelo.

**Aceleración:** Referencia al cambio de velocidad en un determinado tiempo.

**Análisis estructural:** Determinación del desempeño de una estructura por medio de los efectos de carga que actúan sobre ella.

**Carga lateral:** Cargas de viento o sísmicas que actúa en una dirección lateral u horizontal en una estructura.

**Diseño estructural:** Dimensionamiento de todos los elementos que componen la estructura, de manera que soporte las cargas a las que se ve sometida.

**Ductilidad:** Capacidad del material para deformarse bajo el efecto de cargas después del rango plástico sin incurrir en la falla.

**Estructura:** Unión de elementos con la finalidad de resistir cargas.

**Frecuencia:** Cantidad de ciclos por unidad de tiempo.

**Ingeniería estructural:** Es la ciencia de planear, diseñar y construir de manera segura y económica estructuras.

**Marco de momentos:** Sistema que tiene resistencia a las cargas laterales causadas por el cortante, la flexión de los miembros y de sus conexiones.

**Periodo:** Tiempo en el que una partícula realiza una oscilación completa.

**Rótula plástica:** Mecanismo de disipación de energía, ubicado en elementos estructurales.

**Tenacidad:** Capacidad que tiene un material para absorber energía en grandes cantidades.

**Vibración:** Movimiento de una partícula o cuerpo que oscila alrededor de una posición de equilibrio.