



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA
DE AGUASCALIENTES**

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE AGUASCALIENTES
Centro de Ciencias del Diseño y de la Construcción
Departamento de Construcción y Estructuras

TESIS

**METODOLOGÍA DE DISEÑO POR DESEMPEÑO SÍSMICO APLICADO A UNA ESTRUCTURA
VERTICAL DE CONCRETO REFORZADO**

PRESENTA

Adol Guzmán Rasillo

Para obtener el grado de maestro en Ingeniería Civil con opción en Estructuras

TUTOR:

M. en I. Daniel Enrique Reyna Valdivia

INTEGRANTES DEL COMITÉ TUTORIAL

Co-tutor: Dr. José Ángel Ortiz Lozano

Asesor: Dr. Mario Zermeño de León

AUTORIZACIONES



Dr. En C.T.C. Héctor Homero Posada Ávila
DECANO DEL CENTRO DE CIENCIAS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN

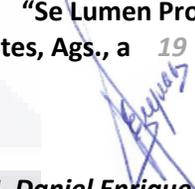
PRESENTE

Por medio del presente como **TUTOR** designado del estudiante **ADOL GUZMÁN RASILLO** con ID 266233 quien realizó *la tesis* titulada: **METODOLOGÍA DE DISEÑO POR DESEMPEÑO SÍSMICO APLICADO A UNA ESTRUCTURA VERTICAL DE CONCRETO**, un trabajo propio, innovador, relevante e inédito y con fundamento en el Artículo 175, Apartado II del Reglamento General de Docencia doy mi consentimiento de que la versión final del documento ha sido revisada y las correcciones se han incorporado apropiadamente, por lo que me permito emitir el **VOTO APROBATORIO**, para que *él* pueda proceder a imprimirla así como continuar con el procedimiento administrativo para la obtención del grado.

Pongo lo anterior a su digna consideración y sin otro particular por el momento, me permito enviarle un cordial saludo.

ATENTAMENTE
"Se Lumen Proferre"

Aguascalientes, Ags., a 19 de Abril de 2021.


M. en I. Daniel Enrique Reyna Valdivia
Tutor de tesis

c.c.p.- Interesado
c.c.p.- Secretaría Técnica del Programa de Posgrado

Dr. En C.T.C. Héctor Homero Posada Ávila
DECANO DEL CENTRO DE CIENCIAS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN

PRESENTE

Por medio del presente como **COTUTOR** designado del estudiante **ADOL GUZMÁN RASILLO** con ID 266233 quien realizó *la tesis* titulada: **METODOLOGÍA DE DISEÑO POR DESEMPEÑO SÍSMICO APLICADO A UNA ESTRUCTURA VERTICAL DE CONCRETO**, un trabajo propio, innovador, relevante e inédito y con fundamento en el Artículo 175, Apartado II del Reglamento General de Docencia doy mi consentimiento de que la versión final del documento ha sido revisada y las correcciones se han incorporado apropiadamente, por lo que me permito emitir el **VOTO APROBATORIO**, para que *él* pueda proceder a imprimirla así como continuar con el procedimiento administrativo para la obtención del grado.

Pongo lo anterior a su digna consideración y sin otro particular por el momento, me permito enviarle un cordial saludo.

ATENTAMENTE
"Se Lumen Proferre"

Aguascalientes, Ags., a 4 de mayo de 2021



Dr. José Ángel Ortiz Lozano
Cotutor de tesis

c.c.p.- Interesado
c.c.p.- Secretaría Técnica del Programa de Posgrado

Dr. En C.T.C. Héctor Homero Posada Ávila
DECANO DEL CENTRO DE CIENCIAS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN

P R E S E N T E

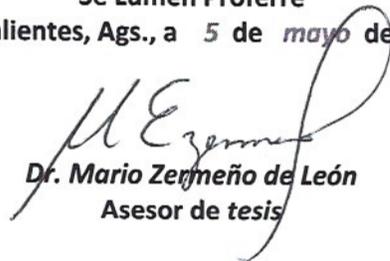
Por medio del presente como **ASESOR** designado del estudiante **ADOL GUZMÁN RASILLO** con ID 266233 quien realizó *la tesis* titulada: **METODOLOGÍA DE DISEÑO POR DESEMPEÑO SÍSMICO APLICADO A UNA ESTRUCTURA VERTICAL DE CONCRETO**, un trabajo propio, innovador, relevante e inédito y con fundamento en el Artículo 175, Apartado II del Reglamento General de Docencia doy mi consentimiento de que la versión final del documento ha sido revisada y las correcciones se han incorporado apropiadamente, por lo que me permito emitir el **VOTO APROBATORIO**, para que *él* pueda proceder a imprimirla así como continuar con el procedimiento administrativo para la obtención del grado.

Pongo lo anterior a su digna consideración y sin otro particular por el momento, me permito enviarle un cordial saludo.

ATENTAMENTE

"Se Lumen Proferre"

Aguascalientes, Ags., a 5 de mayo de 2021.



Dr. Mario Zermeño de León
Asesor de tesis

c.c.p.- Interesado

c.c.p.- Secretaría Técnica del Programa de Posgrado



DICTAMEN DE LIBERACIÓN ACADÉMICA PARA INICIAR LOS TRÁMITES DEL EXAMEN DE GRADO



Fecha de dictaminación dd/mm/aaaa: _____

NOMBRE: Adol Guzmán Rasillo **ID** 266233

PROGRAMA: Maestría en Ingeniería Civil con opción a Estructuras **LGAC (del posgrado):** Construcción y estructuras

TIPO DE TRABAJO: () Tesis () Trabajo Práctico

TITULO: METODOLOGÍA DE DISEÑO POR DESEMPEÑO SÍSMICO APLICADO A UNA ESTRUCTURA VERTICAL DE CONCRETO REFORZADO

IMPACTO SOCIAL (señalar el impacto logrado): Diseño de estructuras sismoresistentes con un enfoque distinto a lo establecido convencionalmente por reglamentos vigentes en la República Mexicana.

INDICAR SI NO N.A. (NO APLICA) SEGÚN CORRESPONDA:

INDICAR	SI	NO	N.A. (NO APLICA)	SEGÚN	CORRESPONDA:
<i>Elementos para la revisión académica del trabajo de tesis o trabajo práctico:</i>					
SI	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	El trabajo es congruente con las LGAC del programa de posgrado
NO	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	La problemática fue abordada desde un enfoque multidisciplinario
SI	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Existe coherencia, continuidad y orden lógico del tema central con cada apartado
SI	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Los resultados del trabajo dan respuesta a las preguntas de investigación o a la problemática que aborda
SI	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Los resultados presentados en el trabajo son de gran relevancia científica, tecnológica o profesional según el área
SI	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	El trabajo demuestra más de una aportación original al conocimiento de su área
SI	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Las aportaciones responden a los problemas prioritarios del país
SI	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Generó transferencia del conocimiento o tecnológica
SI	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Cumple con la ética para la investigación (reporte de la herramienta antiplagio)
<i>El egresado cumple con lo siguiente:</i>					
SI	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Cumple con lo señalado por el Reglamento General de Docencia
SI	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Cumple con los requisitos señalados en el plan de estudios (créditos curriculares, optativos, actividades complementarias, estancia, predoctoral, etc)
SI	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Cuenta con los votos aprobatorios del comité tutorial, en caso de los posgrados profesionales si tiene solo tutor podrá liberar solo el tutor
N.A.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Cuenta con la carta de satisfacción del Usuario
SI	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Coincide con el título y objetivo registrado
SI	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Tiene congruencia con cuerpos académicos
SI	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Tiene el CVU del Conacyt actualizado
NO	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Tiene el artículo aceptado o publicado y cumple con los requisitos institucionales (en caso que proceda)
<i>En caso de Tesis por artículos científicos publicados</i>					
NO	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Aceptación o Publicación de los artículos según el nivel del programa
NO	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	El estudiante es el primer autor
NO	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	El autor de correspondencia es el Tutor del Núcleo Académico Básico
NO	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	En los artículos se ven reflejados los objetivos de la tesis, ya que son producto de este trabajo de investigación.
NO	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Los artículos integran los capítulos de la tesis y se presentan en el idioma en que fueron publicados
NO	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	La aceptación o publicación de los artículos en revistas indexadas de alto impacto

Con base a estos criterios, se autoriza se continúen con los trámites de titulación y programación del examen de grado: Sí

No

FIRMAS

Elaboró:

* NOMBRE Y FIRMA DEL CONSEJERO SEGÚN LA LGAC DE ADSCRIPCIÓN:

Dr. Miguel Ángel Soto Zamora

NOMBRE Y FIRMA DEL SECRETARIO TÉCNICO:

Dr. Martín Hernández Marín

* En caso de conflicto de intereses, firmará un revisor miembro del NAB de la LGAC correspondiente distinto al tutor o miembro del comité tutorial, asignado por el Decano

Revisó:

NOMBRE Y FIRMA DEL SECRETARIO DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO:

Dr. Alejandro Bustos Collazo

Autorizó:

NOMBRE Y FIRMA DEL DECANO:

Dr. en C. T. C. Héctor Hernández Posada, Avila

Nota: procede el trámite para el Depto. de Apoyo al Posgrado

En cumplimiento con el Art. 105C del Reglamento General de Docencia que a la letra señala entre las funciones del Consejo Académico: "... y la eficiencia terminal del programa de posgrado y el Art. 105F las funciones del Secretario Técnico, llevar el seguimiento de los alumnos.

Elaborado por: D. Apoyo al Posg.
Revisado por: D. Control Escolar/D. Gestión de Calidad.
Aprobado por: D. Control Escolar/ D. Apoyo al Posg.

Código: DO-SEE-FO-15
Actualización: 01
Emisión: 28/04/20

ÍNDICE DE TABLAS	5
ÍNDICE DE FIGURAS	7
RESUMEN	9
ABSTRACT	10
I. INTRODUCCIÓN	11
1.1 Prólogo	11
1.2 Problemática a resolver	13
1.3 Objetivo General	13
1.4 Objetivos Particulares	13
1.5 Alcances	14
1.6 Justificación	14
1.7 Hipótesis	14
1.8 Metodología	15
1.8.1 Diseño de la investigación	15
1.8.2 Variables en la investigación	15
1.9 Narrativa por capítulos	15
II. ESTADO DEL ARTE	17
2.1 Introducción al Diseño por Desempeño	17
2.2 Desarrollo de la Ingeniería Sísmica Moderna	18
2.3 Origen del Diseño por Desempeño Sísmico	22
2.4 La Ingeniería Sísmica por Desempeño y su investigación en el mundo	24
2.4.1 Estado actual de la Ingeniería Sísmica en México.	24
2.4.1.1 El CENAPRED y la Evaluación de Daños Sísmicos	26

2.4.2 Trabajos realizados en Perú.	30
2.4.3 Estados Unidos.	32
2.4.3 Chile.	33
2.4.4 Colombia.	33
2.4.5 Grecia.	33
2.5 Metodologías de Diseño por Desempeño Sísmico	34
2.5.1 ATC-40.	34
2.5.1.1 Objetivos de desempeño establecidos por ATC-40.	35
2.5.1.2 El Método del Espectro de Capacidad.....	37
2.5.2 FEMA 273 y 274.....	38
2.5.2.1 Objetivos de desempeño establecidos por FEMA 273.....	38
2.5.3 Iniciativa PEER para Edificios Altos.....	39
III. MARCO TEÓRICO	41
3.1 Métodos de falla en un marco rígido.....	41
3.1.1 Curvas carga-desplazamiento	42
3.1.2 Métodos aproximados para obtener las curvas cargas desplazamiento	43
3.1.2.1 Hipotesis relativas al material	43
3.1.2.2 Hipotesis relativas al efecto de las deformaciones sobre el equilibrio de miembros aislados y de la estructura completa	44
3.2 Métodos de análisis estructural	45
3.2.1 Análisis elástico de primer orden.....	45
3.2.2 Análisis elástico de segundo orden.....	45
3.2.3 Análisis rígido-plástico de primer y segundo orden.....	46
3.2.4 Análisis elasto-plástico de primer y segundo orden.	47

3.3 Rigidez efectiva en elementos estructurales de Concreto Reforzado.....	49
3.3.1 Rigidez efectiva	49
3.3.2 La rigidez a partir de la relación momento-curvatura	50
3.3.3 Rigidez efectiva en vigas.....	51
3.3.4 Rigidez efectiva en muros y columnas.....	52
3.3.5 Rigidez Efectiva según distintos códigos de diseño	54
3.3.5.1 ACI-318-19.....	54
3.3.5.2 ASCE 41-17.....	55
3.3.5.3 Standards New Zealand: NSZ 3101-06: Concrete Structures Standards. Nueva Zelanda	56
3.3.5.4 Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México 2017 para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. NTC-17	58
3.4 Ductilidad y articulaciones plásticas en la estructura.....	59
3.4.1 Articulaciones plásticas	59
3.4.2 Modelos constituyentes de los materiales	60
3.4.2.1 Modelo de Mander para concreto reforzado	61
3.4.2.1 Modelo de Park para acero de refuerzo	63
3.4.3 Ductilidad en una estructura de concreto reforzado.....	66
3.4.4 Reserva de ductilidad por curvatura.....	67
3.4.5 Índices de daño sísmico local.....	67
IV. ESTABLECIMIENTO DEL MODELO DE ESTUDIO.....	69
4.1 Zona de estudio y características del modelo estructural.....	69
4.2 Campaña experimental.....	74
4.2.1 Definición de modelo estructural	74

4.2.2 Criterios de análisis	78
4.2.2.1 Métodos de análisis.....	78
4.2.2.2 Reglamentos de construcción	78
4.2.2.3 Análisis de cargas.....	79
4.2.2.4 Combinaciones de cargas.....	86
4.2.2.5 Secciones en Estructura.....	89
V. METODOLOGÍA DE DISEÑO POR DESEMPEÑO.....	90
5.1 Análisis Estructural.....	90
5.2 Desplazamientos horizontales en estructura	93
5.3. Revisión de cortante basal.....	94
5.4 Elementos mecánicos en trabe y columna según tipo de modelo.....	95
5.5 Desplazamientos laterales incluyendo efectos P Delta (análisis estático no lineal) ..	97
5.6 Análisis Pushover de la estructura.....	98
5.7 Ductilidad local de la estructura	108
5.8 Índice de Daño sísmico local.....	110
5.9 Comportamiento de rótula plástica crítica.....	111
5.10 Desplazamientos permisibles según las Normas Técnicas Complementarias para Sismo 2017 de la Ciudad de México	112
VI. DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES	115
Referencias	117

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 *Clasificación de daños en columnas y muros. Adaptado de CENAPRED* 28

Tabla 2 *Rehabilitaciones en la estructura. Adaptado de CENAPRED* 29

Tabla 3 *Relación reparación/costo. Adaptado de CENAPRED* 30

Tabla 4 *Objetivos de Desempeño Sísmico. Adaptado de ATC-40* 37

Tabla 5 *Objetivos de Desempeño Sísmico. Adaptado de FEMA* 39

Tabla 6. *Inercia Efectiva. Tomado de Paulay & Priestley, 1992* 50

Tabla 7. *Momentos de Inercia y Secciones permitidas para el análisis elástico. Adaptado de ACI-318-19* 54

Tabla 8. *Valores alternativos para I. Adaptado de ACI-318-19* 55

Tabla 9. *Factores de reducción de rigidez. Tomado de ASCE 41-17* 56

Tabla 10. *Factores de Reducción de Rigidez. Adaptado de NSZ 3101-06* 57

Tabla 11. *Factor α para deformaciones asociadas con agrietamiento diagonal in vigas conectores. Tomado de NZS 3101-06.* 58

Tabla 12. *Parámetros para la elaboración de las gráficas esfuerzo deformación de acero de refuerzo tomada de NTC 2017* 65

Tabla 13. *Edificios más altos de Aguascalientes. Elaboración propia* 69

Tabla 14. *Edificios más altos en Aguascalientes, (Existentes). Elaboración propia.* 71

Tabla 15. *Edificios más altos en Aguascalientes (En Construcción). Elaboración propia.* 71

Tabla 16. *Edificios más altos en Aguascalientes. (Proyectados). Elaboración Propia.* 72

Tabla 17. *Promedio de alturas en edificaciones de Aguascalientes. Elaboración Propia.* 73

Tabla 18. *Análisis de Carga Muerta. Elaboración propia.* 80

Tabla 19. *Análisis de carga muerta en entrepiso. Elaboración propia* 81

Tabla 20. *Cargas Vivas. Extraido del Reglamento de Construcciones para el Municipio de Aguascalientes.* 81

Tabla 21. *Parámetros para construcción de Espectro de Diseño Sísmico* 82

Tabla 22. *Combinaciones de Carga. Extraido de ACI, 2019* 86

Tabla 23. *Resumen de Columnas en estructura* 89

Tabla 24. *Resumen de secciones en trabes de estructura* 90

<i>Tabla 25. Desplazamientos en estructura</i>	93
<i>Tabla 26. Revisión de cortante basal en la estructura</i>	95
<i>Tabla 27. Elementos mecánicos en modelos estructurales</i>	96
<i>Tabla 28. Desplazamientos en estructura según tipo de análisis</i>	97
<i>Tabla 29. Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto. Tomado de NTC Sismo, 2017</i>	112



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Diagramas Esfuerzo-Deformación y Curvas M-P-Curvatura idealizados. Tomado de De Buen López de Heredia, 1980 44

Figura 2. Curvas carga-desplazamiento. Tomada de De Buen López de Heredia, 1980 48

Figura 3. Diagrama Momento-Curvatura. Tomada de Sánchez Escudero & Vargas Sánchez,2018..... 51

Figura 4. Diagramas experimentales Momento-Curvatura para vigas. Park & Paulay, 1992. Tomado de Sánchez Escudero & Vargas Sánchez,2018 52

Figura 5. Rigidez Efectiva en columnas rectangulares. Priestley, 2003. Tomado de Sánchez Escudero y Vargas Sánchez, 2018..... 53

Figura 6. Rigidez efectiva para columnas circulares. Priestley, 2003. Tomado de Sánchez Escudero & Vargas Sánchez, 2018..... 53

Figura 7. Modelación de articulaciones plásticas tomada de Sánchez Escudero y Vargas Sánchez, 2018 60

Figura 8. Modelo de Mander para concreto reforzado, tomado de Mander et al., 1988.... 61

Figura 9. Columna rectangular confinada, tomada de Mander et al., 1988 63

Figura 10. Gráfica esfuerzo deformación de acero de refuerzo 64

Figura 11. Proyección de las alturas en edificaciones de Aguascalientes. Elaboración propia. 73

Figura 12. Altura en Niveles de las edificaciones de Aguascalientes. Elaboración propia. .. 74

Figura 13. Modelo estructural. Elaboración propia con SAP 2000..... 75

Figura 14. Marco tipo en dirección X. Elaboración propia. 76

Figura 15. Marco tipo en dirección Y. Elaboración propia. 77

Figura 16. Planta tipo de modelo. Elaboración propia 78

Figura 17. Espectros de Diseño Transparentes. Elaboración propia con MATHCAD..... 83

Figura 18. Espectro Reducido para la ciudad de Aguascalientes. Construido con los parámetros de PRODISIS. 85

Figura 19. Espectro Reducido para la ciudad de Aguascalientes. Construido con los parámetros del Código Municipal AGS..... 85

Figura 20. Modelo estructural de losa equivalente.91

Figura 21. Modelo estructural con nervaduras y capa de compresión92

Figura 22. La curva A-B-C-D-E Fuerza Desplazamiento. Tomada de Computers and Structures, 2017.....98

Figura 23. Fuerzas laterales para análisis Pushover en dirección global X. Elaboración propia 101

Figura 24. Fuerzas laterales para análisis Pushover en dirección global Y. Elaboración propia 102

Figura 25. Primer análisis Pushover (aceleración). Dirección X. Elaboración propia. 103

Figura 26. Primer análisis pushover (aceleración). Dirección Y. Elaboración propia. 104

Figura 27. Segundo análisis Pushover (fuerzas puntuales). Dirección X. Elaboración propia 105

Figura 28. Segundo análisis Pushover (fuerzas puntuales). Dirección X. Marco Eje 4. Elaboración propia..... 106

Figura 29. Segundo análisis Pushover (fuerzas puntuales). Dirección Y. Elaboración propia. 107

Figura 30. Segundo análisis Pushover (fuerzas puntuales). Dirección Y. Marco Eje. Elaboración propia..... 108

Figura 31. Sección en trabe crítica. 80x80 cm 109

Figura 32. Diagrama Momento Curvatura para la trabe rectangular de 80 x 80 cm. 110

Figura 33. Estado de articulación plástica para análisis Pushover en dirección X. 111

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo general establecer una metodología de análisis y diseño de una estructura vertical de vivienda tipo para la ciudad de Aguascalientes estructurada a base de marcos de concreto reforzado y con base en la etapa numérica comprendida dentro del enfoque denominado diseño por desempeño sísmico.

Se establecerán los objetivos de desempeño según el tipo de estructura siguiendo las recomendaciones de los códigos de diseño y construcción aplicables a la República Mexicana, se realizarán tres modelos de distinto detallado de la estructura en Software especializado de análisis y diseño estructural introduciendo, de la manera más completa posible, las características y propiedades de los materiales a utilizar. Se hará una comparativa de los desplazamientos laterales en la estructura según su grado de detallamiento y tipo de análisis considerado. Posteriormente se realizará un análisis pushover de la estructura para conocer el mecanismo de la formación de articulaciones plásticas e identificar las secciones críticas en el diseño. Finalmente, a través de una comparación de los resultados obtenidos con base en distintos códigos de diseño y recomendaciones, se concluirá acerca de la metodología de diseño, la ductilidad de la estructura, a través del coeficiente de comportamiento sísmico Q y se harán los comentarios pertinentes basados en el desplazamiento del edificio.

Se buscará llegar al diseño de la estructura de tal manera que cumpla satisfactoriamente los objetivos de desempeño establecidos anteriormente para así concluir sobre los resultados obtenidos y la metodología utilizada en la investigación, así como las recomendaciones para trabajos futuros y posibles líneas de desarrollo del tema.

ABSTRACT

This document has the objective of establishing a performance-based methodology of the analysis and design of a typical frame based reinforced concrete vertical structure for the city of Aguascalientes, focused on the numerical part of such design.

The performance objectives of the structure will be set according to the building codes and regulations applicable to Mexico. Three models of the structure, each one more detailed than the previous, will be created using the appropriate structural analysis software computing the mechanic properties of the materials used for the design. A first comparative of the lateral displacements will be done accordingly to the complexity of the model and the type of analysis used.

A pushover analysis will be used to identify the plastic hinges fail mechanism of the building, thus evaluating its performance. Finally, a comparison will be made of the corresponding building design codes and commentary to conclude about the methodology, ductility of the structure, seismic factor and to comment about the lateral displacements achieved.

The correct performance-based design will be sought meeting the performance-based design objectives established to conclude about the results obtained as well about the methodology followed and the recommendations for further research topics.

I. INTRODUCCIÓN

1.1 Prólogo

Sin duda la planeación, diseño y construcción de estructuras es esencialmente tan viejo como la humanidad misma. Los primeros hombres probablemente podrían encontrar una cueva natural o un árbol hueco que les ofreciera un refugio parcial de la naturaleza, sin embargo, es muy probable que su ubicación no fuera adecuada respecto a las fuentes de agua y comida. Se empezó a sustituir la naturaleza para satisfacer las nuevas necesidades y entonces se construyeron las primeras estructuras.

Las necesidades básicas del hombre definitivamente no han cambiado con el tiempo, pero los estándares en los cuales se acepta el cumplimiento de dichas necesidades están en continuo cambio junto con las capacidades de las civilizaciones. Las ambiciones del hombre tienden a exceder sus logros, algunas veces al punto de cumplir los objetivos incluso antes de establecerlos (Norris et al., 1976).

Con la constante tendencia de realizar edificios cada vez más altos, es necesario que dichas obras cumplan, además de los criterios tradicionales de diseño como lo es: esfuerzos, deflexiones y fatiga, criterios adicionales de servicio fundamentales para el confort de sus ocupantes.

Para abordar este problema se puede emplear un procedimiento conocido como Diseño por Desempeño, el cual proporciona los medios para realizar el diseño de la estructura y obtener un desempeño aceptable para múltiples escenarios a los cuales estará sometida la obra durante su vida útil.

Los conceptos básicos del Diseño por Desempeño han sido aplicados por casi más de 40 años a diferentes industrias de la construcción, siendo la primera la industria de las plantas de energía nuclear para después ser tomado y aplicado a otros campos como la seguridad contra incendios, explosiones, ingeniería sísmica y la ingeniería de viento (Solís, 2018).

En la ingeniería sísmica; tradicionalmente los ingenieros se habían enfocado a un acercamiento basado en resistencia de la estructura que prescribe que la edificación sea segura para temblores de rara aparición y que permanezca de esa manera para réplicas significativas. El primer conjunto de códigos de diseño contra cargas sísmicas que fue

utilizado de manera amplia fue el de la Sociedad de Ingenieros Estructuristas de California (SEAOC por sus siglas en inglés): Requerimientos Recomendados para Fuerzas Laterales y Comentarios de 1960, comúnmente conocido como el “Libro Azul”.

Siguiendo las previsiones del Libro Azul las estructuras deberían poder: Resistir sismos menores sin ningún daño, resistir sismos moderados sin daño estructural, pero con algún daño no estructural y resistir sismos de intensidad severa sin colapsar, pero con algún daño estructural, así como no estructural.

Mientras este tipo de diseño, llamado Diseño de Sismo Básico o DBE por sus siglas en inglés y expresado como el 10% de probabilidad de que un sismo exceda estas magnitudes en un periodo de retorno de 50 años, fue utilizado por más de 30 años, un parámetro más riguroso de diseño llamado el Máximo Movimiento del Suelo Sísmico Considerado (MCE por sus siglas en inglés) fue después adoptado (expresa una probabilidad del 2% en 50 años de ocurrencia) (Ayala, 2012).

El diseño basado en desempeño para estructuras sísmicas, sin embargo, es todavía un campo largo sin explorar. Krawinkler propuso una metodología que incluía conceptos de diseño por desempeño para la evaluación sísmica de edificios existentes y de diseño para edificios nuevos basados en la modificación de los factores utilizados en la evaluación de la demanda sísmica estructural y métodos de falla. Estos factores de modificación son derivados de estudios estadísticos. Beck et al. Propuso una metodología basada en la confianza para las estructuras sometidas a cargas sísmicas inciertas y más adelante, desarrolló un cuadro de trabajo general para un diseño óptimo adecuado para el diseño por desempeño de sistemas estructurales operando a un ambiente dinámico incierto (Ganzerli et al., 2000).

En tiempos recientes, se llega al acuerdo en que las estructuras deben estar diseñadas para que cumplan con un nivel de desempeño previamente establecido, según la importancia de la construcción y el interés económico del dueño, así como de la intensidad del sismo considerado y de los niveles de riesgo socialmente aceptables. En general, un buen diseño ha de pretender que la construcción opere normalmente después de un sismo de baja intensidad; pero ante sismos moderados puede permitir que ocurran ciertos daños en

elementos no estructurales; para sismos intensos el diseño puede permitir daños poco severos en elementos estructurales y daños importantes en elementos no estructurales, por último, ante un sismo de intensidad extraordinaria se esperaría que no ocurriera nunca el colapso, aunque la estructura quede tan severamente dañada que su demolición sea la única alternativa a seguir. La importancia de una construcción específica determinará el nivel de desempeño deseado frente a un sismo extraordinario: plena operación, daño no estructural, daño estructural o cercanía al colapso. A esta filosofía del diseño, que busca la convivencia armoniosa entre las estructuras y los sismos, se le conoce como Diseño Sísmico Basado en Desempeño (Díaz, 2008).

1.2 Problemática a resolver

Debido a la escasa información acerca de la consideración del Diseño por Desempeño Sísmico en los códigos de construcción y diseño vigentes en el país como procedimiento permitido en la elaboración del proyecto estructural, se busca solucionar o dirigirse a este problema mediante el desarrollo de una metodología del diseño simplificada, de fácil implementación y aplicable a múltiples proyectos de ingeniería civil con el propósito de integrar dicha metodología en la normativa pertinente identificando la mejor opción para el desarrollo del proyecto estructural.

1.3 Objetivo General

Establecer una metodología de análisis y diseño de una estructura vertical de concreto utilizando el enfoque de diseño por desempeño de la misma. El trabajo estará centrado en la etapa numérica-analítica de la compleja filosofía de diseño por desempeño de una estructura de concreto reforzado.

1.4 Objetivos Particulares

Comparar el desempeño estructural de un edificio de concreto tipo de la ciudad de Aguascalientes a través de una metodología sencilla basada en los códigos y normativas pertinentes para concluir acerca de la opción más adecuada al tipo de estructura y la ubicación de su construcción.

1.5 Alcances

Establecer y acotar una metodología o proceso de diseño por desempeño sísmico de una estructura, que vincule e integre el análisis elástico lineal de primer orden, el análisis plástico no lineal de segundo orden con los códigos vigentes de diseño aplicables en México según los parámetros de desempeño deseado en la estructura.

La investigación comprenderá y tomará los distintos tipos de alcances mencionados por (Hernández et al., 2014): empezará, definitivamente, siendo de carácter exploratorio para establecer y obtener una idea más clara del camino a seguir. Posteriormente se podrán abarcar, según se requiera durante el trabajo de tesis, el género descriptivo, para definir y establecer conceptos básicos primarios; correlacional, para establecer una relación entre las variables que puedan surgir en el proceso y explicativo, para dar respuesta al posible comportamiento del modelo a estudiar.

1.6 Justificación

Los recientes eventos sísmicos de gran magnitud reportados en La República Mexicana y los daños materiales y sociales que trajeron consigo han llevado a la necesidad de modificar los códigos de construcción y diseño pertinentes para desarrollar la construcción de obras más resistentes y con mejor respuesta ante las fuerzas laterales que un sismo induce en ellas. La necesidad de un cambio en el enfoque de diseño sísmico utilizado y con ello, su adaptación a los códigos vigentes abre la oportunidad y conveniencia del desarrollo de este trabajo, utilizando el método de diseño por desempeño como una alternativa adecuada para la solución del problema existente.

1.7 Hipótesis

“La metodología desarrollada llevará al diseño de una estructura con una respuesta semejante a la realidad ante las sollicitaciones sísmicas que en ella ocurra”

“La metodología presentada contribuirá al mejoramiento de los códigos de construcción pertinentes mediante la incorporación del proceso de diseño a los códigos mencionados.”

“El método de diseño sugerido por los códigos de diseño y construcción vigentes en el país resultan en una estructura conservadora en cuanto a resistencia y deformación.”

“Se llegará al diseño final de una estructura globalmente más económica que las diseñadas con el método tradicional especificado en los códigos vigentes.”

1.8 Metodología

1.8.1 Diseño de la investigación

El enfoque de este trabajo de tesis es cuantitativo debido a las características que conforman las ingenierías dentro de su clasificación como ciencias exactas. Se trata de una investigación del tipo no experimental dada la naturaleza teórica numérica de la tesis y al trabajo por realizar mayoritariamente de gabinete.

Los objetos de estudio serán los modelos estructurales simulados mediante software especializado en el tema y se recolectarán los datos con su registro en la documentación pertinente.

1.8.2 Variables en la investigación

Se pueden identificar las siguientes variables principales:

- El material de construcción de la edificación (variable independiente).
- Las dimensiones de los elementos estructurales principales: el tipo y tamaño de perfil a utilizar en el caso de una edificación de acero estructural y las dimensiones, el armado longitudinal y transversal de la sección en caso de ser concreto el material a considerar (variable dependiente).
- Objetivos de desempeño deseado (variable dependiente)
- Tipo y uso de edificación (variable independiente).
- Acero de refuerzo en las secciones.
- Ductilidad de la sección
- Rigidez en la estructura (dependiente del agrietamiento de la sección)

1.9 Narrativa por capítulos

CAPÍTULO I

En este capítulo se establece la introducción y presentación del trabajo, su metodología, objetivos generales y particulares, alcances, justificación y problemática a resolver.

CAPÍTULO II

En el segundo capítulo, se discute acerca del estado actual del conocimiento y el desarrollo que ha tenido desde su origen el diseño por desempeño sísmico de manera global en el mundo.

CAPÍTULO III

El capítulo tres trata el marco teórico sobre el que se fundamenta el trabajo de tesis para el cumplimiento de los objetivos del documento: Reducción de Inercias y Rigidez Lateral en la estructura debido al agrietamiento en las secciones de concreto reforzado y diferentes métodos utilizados en el diseño por desempeño sísmico.

CAPÍTULO IV

Se establecen de manera breve las características geométricas del modelo estructural a estudiar con base en una proyección básica, debido al tamaño de la muestra, de la tendencia en el crecimiento de las alturas de las edificaciones existentes en la ciudad de Aguascalientes.

CAPÍTULO V

El capítulo cinco abarca el desarrollo completo de la metodología de diseño por desempeño sísmico de la estructura. Obteniendo los desplazamientos laterales de la estructura, su comparación entre los distintos métodos de análisis y los diferentes modelos estructurales

CAPÍTULO VI

En el capítulo final del trabajo se discutirán las conclusiones generales y particulares de dicha investigación, se concluirá acerca del trabajo de desarrollo de la metodología central en el trabajo y se podrán establecer de igual forma los posibles caminos a seguir en el caso de trabajos futuros relacionados con la Ingeniería Sísmica por Desempeño.

II. ESTADO DEL ARTE

2.1 Introducción al Diseño por Desempeño

La Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño (ISBD) promete producir estructuras con un comportamiento sísmico predecible. Para cumplir esta promesa es necesario el trabajo bien coordinado de distintas disciplinas.

Para (Naeim, 2001) la Ingeniería Basada en el Desempeño no es nueva. Automóviles, aviones y turbinas han sido diseñadas de esta forma por algunas décadas ya. Generalmente, se crean uno o más modelos a escala que son puestos a pruebas extensivas, después, el diseño y la manufactura son revisados para incorporar lo aprendido en las evaluaciones experimentales. Una vez que el proceso de diseño, fabricación del prototipo, evaluación y rediseño es completado, el producto es fabricado a una escala masiva.

Sin embargo, el autor señala la diferencia que existe con la ISBD: la producción en masa no es común en edificios, salvo en contadas ocasiones. Cada edificio diseñado con este método es virtualmente único y la experiencia obtenida en su diseño no es directamente transferible a edificios de otros tipos, tamaños y objetivos de desempeño. Por lo que, hasta el momento, la ISBD no ha sido una alternativa económicamente a las prácticas de diseño de los códigos tradicionales.

Debido a los recientes avances en la evaluación de riesgo sísmico, metodologías de ISBD, laboratorios de experimentación y la aplicación de computadoras, la ISBD ha ganado atracción hacia los desarrolladores de obras en zonas sísmicas. Es posible afirmar que, en tan sólo unos pocos años, la ISBD será el modelo estándar para el diseño de estructuras sismo resistentes.

Todo sistema estructural está diseñado para tener una capacidad sísmica excedente de la demanda anticipada. Aunque capacidad es un término complejo que involucra resistencia, rigidez y deformabilidad de la configuración estructural, un requisito clave en cualquier desarrollo de ISBD es la habilidad de clasificar las demandas y capacidades sísmicas con un grado razonable de confiabilidad. Gracias al creciente desarrollo de técnicas de análisis y diseño y, a su vez, a la popularidad que la ISBD ha ganado en los últimos años, se han presentado desarrollos positivos en la Ingeniería Sísmica que involucran un enfoque

multidisciplinario de la materia y pretenden mejorar la calidad de la construcción sismo resistente (Naeim, 2001).

El concepto de diseño por desempeño, investigado en múltiples partes del mundo, se basa en la filosofía de buscar una estructura dúctil capaz de resistir los desplazamientos laterales que un sismo provoca y evitar su colapso. (Mayhua, 2018)

El Comité Visión 2000, formado en 1992 por la SEAOC (*Asociación de Ingenieros Estructurales de California o Structural Engineers Association Of California*) propone un proceso de diseño que consta de tres fases:

-Fase Conceptual: consiste en la solución estructural y no estructural del problema, el planteamiento de los objetivos de diseño y la viabilidad técnica y económica de la obra según la sismicidad del sitio.

Es necesario, durante esta etapa, el establecimiento de la configuración global y estructural del proyecto: sistemas y materiales, cimentación, tipo de elementos no estructurales y sus conexiones.

-Fase Numérica: dimensionado y detallado de los sistemas estructurales y no estructurales
-Implantación: requiere el control de calidad adecuado durante la ejecución del proyecto.

Dentro de la Fase Numérica, a su vez, se distinguen tres etapas:

-Prediseño global: se determinan las características mecánicas del modelo estructural a través de espectros de respuesta con el objetivo de que la respuesta dinámica del mismo no exceda los límites establecidos conforme a los criterios de desempeño al momento de presentarse el movimiento sísmico.

-Diseño local preliminar: se llega a las dimensiones y detallado de los elementos estructurales con base en las características mecánicas obtenidas de la etapa anterior.

-Revisión del diseño: se realiza la revisión de la estructura mediante procesos refinados de análisis (si es necesario el comportamiento plástico del edificio).

(Sánchez Badillo & Terán Gilmore, 2008)

2.2 Desarrollo de la Ingeniería Sísmica Moderna

Los terremotos son uno de las más grandes amenazas de la naturaleza hacia la vida y la propiedad. A lo largo de la historia han causado la destrucción de numerosas ciudades

TESIS TESIS TESIS TESIS TESIS

alrededor del mundo y la muerte de miles de personas. La devastación instantánea y totalmente inesperada que producen ha desarrollado un impacto psicológico único en la sociedad que sobrepasa a cualquier otro fenómeno natural. Esta devastación es debida enteramente al efecto de los sismos en las obras de ingeniería civil y el suelo que las soporta; es el colapso de puentes, edificios, presas y otras estructuras lo que causa daño extensivo y la pérdida de vidas durante el movimiento sísmico de la tierra. Es por eso que con una efectiva aplicación de técnicas de ingeniería, integrando de la manera más completa posible y analizando, en las ocasiones que sea posible o cuando se tenga la información disponible, el conjunto interacción suelo-estructura; se puede minimizar, si no es que completamente eliminar, las catástrofes sísmicas.

Sin embargo, la amenaza que los sismos imponen socialmente no es la única preocupación que concierne a las sociedades modernas. El impacto económico es otra de ellas.

Siendo los sismos una de las fuerzas más poderosas a las cuales las estructuras están sujetas, su diseño representa una carga económica importante. Irónicamente, no hacer el diseño de la estructura para soportar dichas fuerzas puede, de igual forma, traer consecuencias económicas serias en el evento de un sismo fuerte. Debido a que los sismos de categoría mayor ocurren una vez cada 50 a 100 años, la probabilidad de que una estructura sea afectada por un sismo de gran magnitud es extremadamente baja por lo que también es necesario enfrentar el reto de decidir cuál es la inversión óptima para la protección ante un evento que, por un lado, representaría una gran pérdida económica pero que, por el otro, puede nunca suceder.

Robert Mallet, un ingeniero civil irlandés, es frecuentemente citado como el primer ingeniero sísmico y su reporte sobre el sismo de 1857 en Nápoles es considerado como la primera investigación científica que incluía observaciones del tipo sismológico, geológico e ingenieriles de los sismos. Sin embargo, se puede decir que la investigación moderna sobre estructuras sismo resistente nace en Japón en 1891, el año del sismo de Nobi (que produjo 7000 muertes) con la formación de un comité de investigación sísmica por el gobierno nipón. Fue este comité quien propuso por primera vez el uso de una fuerza lateral equivalente a una fracción del peso total del edificio para simular el poder esperado de un

TESIS TESIS TESIS TESIS TESIS

sismo. Similarmente, en Italia tras el sismo de Messina en 1908 (58, 000 muertes) se propuso que el primer piso de un edificio sea diseñado para soportar $1/12$ del peso por encima de él y que el segundo y tercer nivel sean diseñados con una fuerza equivalente a $1/8$ del peso total del edificio. Estos desastres en Italia y Japón dieron lugar a la ingeniería sísmica como una nueva rama de la ingeniería civil (Villaverde, 2009).

La Ingeniería Sísmica es, al mismo tiempo, una disciplina antigua y moderna dependiendo de cómo se le defina. Si se ve desde el punto de mejorar únicamente la resistencia sísmica de las estructuras se puede decir que es un tema con más de 3000 años de antigüedad, pero, si se considera la Ingeniería Sísmica como el trabajo en conjunto de ciencias multidisciplinarias se puede decir que es un tema relativamente nuevo, con lo que surge la denominación de Ingeniería Sísmica Moderna (ISM)

Bertero considera que el inicio de la Ingeniería Sísmica Moderna está marcado, irónicamente, por un evento de este tipo con tres requisitos:

- Un daño extensivo
- Ya se habían presentado avances significativos en la ingeniería y,
- Ya se contaba con algún código de desarrollo sísmico.

Por ejemplo, el Sismo de San Francisco en 1906 para Estados Unidos, el Sismo de Messina en 1908 en Italia, el Sismo de Kanto en 1923 en el caso de Japón y el sismo de San Juan en 1944 para Argentina.

Discutamos brevemente el origen y desarrollo de la ISM en Estados Unidos y Japón:

Aunque el sismo de 1906 en San Francisco fue reconocido internacionalmente por su poder destructivo, no llevó propiamente a los ingenieros a aprender lecciones conforme a construcción sismorresistente. Sin embargo, llevó al impulso de la investigación y educación en el tema de los movimientos de la Tierra.

De igual forma, el sismo de 1906 dio lugar a la formación de La Asociación Estructural de San Francisco en junio de 1906 y La Sociedad Sismológica de América (SSA) en octubre de 1906, que sigue siendo una institución de importancia en las investigaciones sísmicas.

En resumen, el sismo de 1906 impulsó a un grupo pequeño pero efectivo de científicos e ingenieros que dedicaron sus esfuerzos primero a la investigación y después a la práctica.

Desafortunadamente, la ISM en EE. UU. comenzaría unos años después gracias a la ocurrencia de los sismos de 1908 en Messina, Italia; 1923 en Kanto, Japón; 1925 en Santa Bárbara y 1933 en Long Beach, ambos en California además de observar los desarrollos que Japón e Italia estaban llevando a cabo (Bertero, 2004).

Fue el sismo de Long Beach en California el que despertó el interés en el estudio formal del fenómeno, la primera tarea era descubrir la naturaleza del movimiento de la tierra durante un sismo, con tal objetivo se desarrollaron e instalaron instrumentos especiales en varios puntos de alta sismicidad para registrar dichos movimientos permanentemente. Al mismo tiempo, se desarrollaron nuevos códigos de construcción, se hizo mandatorio que cualquier escuela fuera diseñada para soportar sismos, lo mismo sucedió para cualquier tipo de edificación: debía ser capaz de soportar una fuerza lateral equivalente a 2% de la suma de las cargas vivas y muerta y se publicaron las primeras recomendaciones de diseño sísmico en el país el año de 1927 en el Código de Edificación Uniforme. (Villaverde, 2009)

Por otro lado, Japón ha sufrido muchos sismos de importante destrucción: en 1855 el denominado temblor *Edo* causó muchos daños y fatalidades. El profesor Usami, T. en 1988 personalmente considera que la Ingeniería Sísmica comienza su desarrollo en Japón gracias a este evento con la publicación en 1856 de un folleto llamado Métodos de Prevención de Incendios, con Ilustraciones.

En 1880, con el sismo de Yokoama, se fomenta la creación de la primera sociedad sismológica reconocida mundialmente, la Sociedad Sismológica de Japón. Sin embargo, es el sismo de Kanto en 1923 el evento que originó el comienzo de la Ingeniería Sísmica en Japón.

Después del sismo se estableció el Instituto de Investigaciones de los Sismos [Earthquake Research Institute (ERI)] de la Universidad de Tokio que hasta la fecha es la mayor fuente de investigación en el campo de la IS.

Se establecieron, de igual forma, normas para el diseño y construcción sismorresistente que fueron introducidas por primera vez en su código de edificación: The 1924 Building Code Enforcement Regulations

Realmente, la Ingeniería Sísmica comienza en Japón gracias a Tacho Naito, un estudiante de la Universidad de Tokio, que implementó su método de diseño (coeficiente sísmico del 10% del peso del edificio) en algunas estructuras grandes que se desempeñaron bien durante el sismo de 1923 (Bertero, 2004).

Desde entonces, la Ingeniería Sísmica se ha desarrollado a un paso estable y sus principios se expanden en todo el mundo, ha evolucionado rápidamente en una disciplina basada en ciencia con una amplia investigación. Aunque el aprendizaje se da de una manera lenta debido a la infrecuencia de los sismos, los avances tecnológicos y de análisis dinámico han dotado a los ingenieros de valiosa información, año tras año, para comprender mejor los efectos que los sismos ocasionan en obras de ingeniería civil y para desarrollar nuevas técnicas de protección en dichas estructuras. Como resultado, las ciudades alrededor del mundo y sus habitantes son poco a poco menos vulnerable al efecto devastador de los sismos. (Villaverde, 2009)

2.3 Origen del Diseño por Desempeño Sísmico

Las experiencias desastrosas en los sismos de 1985 en México, y de 1989 en Loma Prieta, California motivaron a los ingenieros de la SEAOC (*Asociación de Ingenieros Estructurales de California o Structural Engineers Association Of California*) al establecimiento de un Comité, denominado VISION 2000 con el objeto de “mirar al futuro y desarrollar un marco de trabajo para procedimientos que logren estructuras con desempeño sísmico predecible” y hacer un reconocimiento de la necesidad de una nueva generación de procedimientos de diseño.

Este comité constituye el punto de partida de la denominada Ingeniería Sísmica de Edificios Basada en Desempeño y se busca encauzar los esfuerzos de investigación en la dirección del establecimientos y desarrollo de una nueva generación de códigos para edificios basados en el desempeño.

En uno de los volúmenes que conforman el reporte final del Comité VISION 2000 establece que “un nivel de desempeño es una expresión de la máxima extensión del daño deseado para un edificio, dado que un nivel específico de temblor de diseño lo afecta”. Ahí se definen

los siguientes niveles estándar de desempeño para el diseño y construcción sismorresistente de edificios:

- Daño en elementos estructurales
- Daño en elementos no estructurales
- Daño en los contenidos del edificio
- Daño en los servicios del sitio

Así mismo, se definen los niveles de referencia para temblores peligrosos y de diseño:

- Eventos de baja magnitud
- Eventos de moderada magnitud
- Eventos de gran magnitud

(Díaz, 2008)

En Estados Unidos, la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño (ISBD) ocurre en 1980-1990 como respuesta a las reacciones de la sociedad ante los eventos casi anuales de sismos intensos en el Oeste de Estados Unidos: Imperial Valley 1979, Morgan Hill 1982, Coalinga 1983, North Palm Springs 1986, Whittier-Narrows 1987, Loma Prieta 1989, Landers 1992, Big Bear, Petrolia y Northridge 1994. Estos eventos demostraron las fortalezas y debilidades de los requerimientos en los códigos de construcción vigentes al momento y ayudaron a su evolución. Aunque los sismos no ocasionaron el colapso de varios edificios modernos, logrando así su objetivo de preservar y salvaguardar la vida, evidenciaron que los códigos permitían demasiado daño, pérdidas económicas e impedían la funcionalidad de estructuras importantes.

Algunas instituciones, corporaciones y dueños de edificaciones estuvieron interesados ampliamente en mejorar sus propiedades existentes, pero sobre todo, en evaluar su respuesta en su estado actual. Tiempo después estuvieron interesados en diseñar estas mejoras para optimizar su costo y, con el paso del tiempo, el interés abarcó el diseño de nuevas obras bajo este enfoque, con lo que el desarrollo de la Ingeniería Sísmica por Desempeño tuvo lugar en el país como una respuesta a la necesidad de evaluar y definir el desempeño antes y después del acondicionamiento sísmico de un edificio y como una respuesta al desarrollo de estructuras con un mejor desempeño que aquellas diseñadas con

los criterios mínimos establecidos en los códigos de construcción (Hamburger & Moehle, 2010).

2.4 La Ingeniería Sísmica por Desempeño y su investigación en el mundo

2.4.1 Estado actual de la Ingeniería Sísmica en México.

En su artículo “Performance Based Seismic Evaluation and Design of Structures- A Unified Approach” tomado de (Pérez, 2006), Ayala Milán presenta un nuevo procedimiento para el diseño y evaluación sísmico de una estructura de acuerdo con la filosofía del diseño por desempeño. A lo largo del artículo, se discuten las limitaciones de los métodos de evaluación sísmica actuales (en ese entonces) y la tenencia al diseño por desempeño de igual forma. Ayala Milán considera un comportamiento no lineal de los elementos estructurales, objetivos de desempeño de códigos de diseño vigentes, un espectro de riesgo de diseño uniforme y un análisis en dos direcciones para el caso de estructuras en 3D. Se utiliza un marco de concreto típico diseñado con la última versión del *Eurocode 8* para ejemplificar la aplicación de evaluación sísmica. Se ilustra el procedimiento de diseño en un edificio asimétrico en la Ciudad de México con un objetivo de diseño básico de Seguridad de Vida.

El autor señala en su artículo que es necesario el desarrollo de una nueva forma de evaluación sísmica que prediga mejor el desempeño de una estructura, un desempeño más cercano a la respuesta real de las estructuras cuando son sujetas a diferentes niveles de demandas sísmicas a lo largo de su vida útil.

El artículo presenta un nuevo procedimiento para el diseño de las estructuras que ofrece la posibilidad de satisfacer diferentes parámetros de desempeño que definen el nivel de desempeño global de la estructura.

El procedimiento presentado por Ayala, involucra dos pasos principales: la construcción de la curva de comportamiento de la estructura asociada a un sistema de referencia de un grado de libertad y la determinación de las fuerzas de diseño en los elementos por medio de análisis modal espectral.

El autor concluye que:

Su método es aplicable a estructuras regulares e irregulares.

El método toma en cuenta la redistribución de las fuerzas en la estructura debido a un comportamiento no lineal de los materiales.

La curva de comportamiento construida usando los análisis modales espectrales no dependen en los resultados del análisis pushover de fuerzas laterales.

La aplicación del método es simple, dado que requiere los resultados de un número limitado de análisis modales espectrales que pueden ser realizados utilizando software comercial.

Los resultados obtenidos en los ejemplos de aplicación muestran que los objetivos de diseño establecidos son satisfechos de forma aceptable y que el daño fue controlado con la formación de articulaciones al final de los elementos sin rotaciones excesivas plásticas.

En el artículo “Una revisión crítica de la práctica de diseño por sismo de estructuras en México” de (Rodríguez, 2016) se hace una comparación de la demanda sísmica producida por tres de los temblores más importantes de la historia, México 1985, Chile 2010 y Christchurch 2011 contra las demandas especificadas en las normativas de diseño existentes en México. Rodríguez encontró que las normativas estaban por debajo de la demanda sísmica necesitada en hasta un 100% y hace el comentario adicional que hay un mejor comportamiento en sistemas estructurales basados en muros con respecto a los basados en marcos además de sugerir un cambio en la práctica de diseño por sismo en la República Mexicana.

El autor concluye que existen considerables incertidumbres en los procedimientos de diseño por sismo de normativas de construcción, señala la importancia de la elección adecuada del sistema estructural que permita el control de desplazamientos en la estructura y admitir una deformación lateral suficiente para evitar el colapso de la estructura, hace énfasis en el uso de muros estructurales como sistema sismorresistente y, por último, hace referencia al uso de aisladores sísmicos como una solución pertinente en estructuras que necesiten seguir operando inmediatamente después de un sismo, como lo son los hospitales.

(Sánchez Badillo & Terán Gilmore, 2008) en su artículo “Diseño por desempeño de estructuras dúctiles del concreto reforzado ubicadas en la zona del lago del Distrito Federal: Ejemplo de aplicación” proponen una metodología de diseño por desempeño de una

edificación en la Ciudad de México y ejemplifica su aplicación práctica a un edificio de 12 pisos. Sánchez y Terán destacan la necesidad de implementar nuevos enfoques al diseño de estructuras y su implementación a los códigos de diseño debido a los recientes eventos sísmicos en el mundo. Aunque señalan que las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal “fomentan la transparencia en el diseño sísmico” reiteran que falta mucho por hacer para racionalizar el diseño sísmico de estructuras dúctiles construidas en el Distrito Federal representando un reto para los investigadores y profesionales del ámbito ingenieril.

La metodología propuesta se enmarca dentro del Comité Vision 2000 (SEAOC 1995) y se aplica a marcos dúctiles de concreto reforzado considerando explícitamente los estados límite de servicio y seguridad además de tomar en cuenta la fatiga de bajo número de ciclos con el uso de espectros de ductilidad acumulada y del efecto de la degradación del ciclo histerético mediante la modificación de los espectros de resistencia y desplazamiento con un comportamiento elasto-plástico perfecto.

En la tesis “Criterios de aceptación para el diseño sísmico por desempeño y confiabilidad de edificios de concreto reforzado, con piso suave en planta baja, desplantados en suelos blandos de la ciudad de México” (Díaz, 2008) presenta una metodología de diseño aplicada a una edificación de 7,14 y 21 niveles con un problema particular de las estructuras denominado piso suave en planta baja, en el que, por cuestiones arquitectónicas o de funcionamiento, presentan una diferencia significativa de rigideces en comparación a los niveles superiores debido, entre otras cosas, a la unión de muros que no estaban considerados como estructurales al sistema de marcos dúctiles proporcionando una masa extra y cambiando la rigidez del sistema drásticamente.

2.4.1.1 El CENAPRED y la Evaluación de Daños Sísmicos

El Centro Nacional de la Prevención de Desastres, entre otras funciones, se encarga de evaluar los daños sísmicos producidos en obras de ingeniería civil con el fin garantizar la seguridad de sus ocupantes.

En su documento, (*Norma para la evaluación del nivel de daño por sismo en estructuras y guía técnica de rehabilitación (Estructuras de Concreto Reforzado)*, 2001) presentan la

metodología para la evaluación del daño estructural que un sismo ha dejado en un edificio.

Consideran 3 tipos de evaluación de los daños:

-Considerando los asentamientos totales del edificio (S) donde:

$S \leq 0.2$ m Daño menor

$0.2 \text{ m} < S \leq 1$ m Daño medio y

$S > 1$ m Daño grave

-Considerando el desplomo de la estructura (ángulo de inclinación Φ en radianes):

Daño menor: $\Phi < 1/100$ rad

Daño medio: $1/100 \text{ rad} < \Phi \leq 3/100$ rad

Daño grave: $3/100 \text{ rad} < \Phi \leq 6/100$ rad

Volcamiento: $\Phi > 6/100$ rad

Donde Φ es el promedio de la inclinación del edificio en las direcciones X y Y. Se calcula con la expresión:

$$\Phi = \sqrt{\Phi_x^2 + \Phi_y^2}$$

-Considerando la cuantía de daño total D y pérdida de capacidad de los elementos estructurales.

$$D = \sum D_i$$

D_i representa la cuantía del tipo de daño a evaluar, dependiendo del número total de columnas en un entrepiso y el número que presentan daños de acuerdo a la tabla 1, se le asignan un nivel de daño a cada columna y se hace la sumatoria final.

Daño ligero $D \leq 5$

Daño menor $5 < D \leq 10$

Daño medio $10 < D \leq 50$

Daño grave $D > 50$

Falla $D=50$

Tabla 1

Clasificación de daños en columnas y muros. Adaptado de CENAPRED

Nivel de daño de Columna, Viga o Muro Estructural	Descripción del Tipo de Daño en Columna o Muro
I	Agrietamiento muy pequeño, no se distingue a simple vista. (anchura de grieta menor a 0.2 mm).
II	Agrietamiento distinguible a simple vista (anchura de grieta entre 0.2 mm y 1.0 mm).
III	Aparecen grietas comparativamente grandes, en los casos extremos se presenta desprendimiento incipiente del concreto (anchura de grieta entre 1.00 y 2.00 mm).
IV	Aparición de gran cantidad de grietas anchas (grietas con anchura mayor a 2.00 mm).
V	Pandeo del refuerzo longitudinal, aplastamiento del concreto del núcleo. A simple vista se aprecia deformación vertical en las columnas o muros. Es característico observar fenómenos de asentamiento y/o desplomo. En algunos casos se puede observar falla por tensión del refuerzo longitudinal (fractura).

De acuerdo a la ponderación final de estos 3 parámetros de evaluación, rigiendo el que haya resultado más grave, se propone la restauración del edificio según la tabla 2.

Tabla 2

Rehabilitaciones en la estructura. Adaptado de CENAPRED

Características o fuerza del sismo (intensidad según la AMJ)	Clasificación del Tipo de Daño				
	Ligero	Menor	Medio	Grave	Falla
Menor o igual a IV	X	+	O	O	O
V	X	X	+	O	O
Mayor o igual a VI	X	X	X	+	O

X: rehabilitación por medio de reparación

+: rehabilitación por medio de reparación y o refuerzo (es necesario realizar una inspección y evaluación detallada)

O: Rehabilitación por medio de refuerzo, o demolición (se requiere una inspección e investigación detallada)

AMJ: Agencia Meteorológica del Japón (escala de 0 a VI)

Vale la pena hacer mención a una rúbrica interesante en la evaluación de los daños por parte del CENAPRED, la relación del costo de reparación del inmueble y costo original en función a los daños mostrados después de un sismo. La tabla 1 hace referencia a este tema: (Flores-Corona et al., 2014)

Tabla 3

Relación reparación/costo. Adaptado de CENAPRED

Clasificación de Daño	Daño Estructural	Daño en acabados	Costo de reparación/Valor Original
Sin daño	Ninguno	Ninguno	0.00
Daño ligero	Grietas inclinadas en muros de mampostería con ancho entre 0.1 a 1 mm, sin daño en castillos	Ligero en acabados de muros	0.10
Daño Medio	Grietas inclinadas en muros de mampostería con ancho entre 1 y 3 mm y de 0.1 a 2 mm en castillos	Medio en acabados de muros	0.15
Daño Severo	Grietas en muros de mampostería de ancho entre 3 y 10 mm y de más de 2 mm en castillos	Severo en acabados de muros, rotura de vidrios y distorsión de puertas y ventanas	0.35
Daño Total	Falla de la construcción	Daño Total	1.0

2.4.2 Trabajos realizados en Perú.

En 2007, Burgos Namuche realiza su tesis denominada: “estudio de la metodología diseño por capacidad en edificaciones aporticadas de concreto armado para ser incorporada a la norma peruana E-060 como alternativa de diseño” con el objetivo principal de demostrar que siguiendo la metodología de diseño de Nueva Zelanda se puede llegar a una estructura con un buen desempeño sísmico mediante la ductilidad de la misma evitando el colapso, aún después de excedida su resistencia (Burgos, 2007)

Cabanillas y Rondán elaboran la tesis con título: “Evaluación y Diseño por Capacidad en la Estructura de La Oficina Central de Admisión de La Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión, mediante el análisis estático no lineal” con el objetivo de determinar el desempeño de la estructura mencionada para las demandas sísmicas consideradas en la

filosofía del Diseño por Desempeño. Utilizando el método del pushover los autores realizan el análisis de la estructura y la comparan contra el método de resistencia que propone la normativa peruana.

Los autores concluyen su trabajo mostrando con tablas comparativas el armado de las columnas y trabes de la estructura resultantes de los métodos de resistencia de Perú y el método por capacidad desarrollado en el trabajo, en las cuales se puede observar el ahorro y la optimización de los materiales resultado del diseño por capacidad. (Cabanillas & Rondán, 2018)

(Fernández Hoyos, 2018) en su tesis “Análisis pushover para evaluar el desempeño sísmico de una institución educativa en el centro poblado Yungasuyo, Provincia Utcubamba- Amazonas” evalúa el desempeño sísmico de una edificación educativa de dos niveles por medio del análisis pushover indicado en FEMA, ATC-40 y el ASCE 41-13 llegando a la conclusión que el desempeño no es satisfactorio para el nivel de Ocupación Inmediata en el evento de un sismo catalogado como Raro o de Diseño y estableciendo una propuesta de refuerzo en la estructura.

En enero de 2017 (Silva Paytán, 2017) realiza la tesis “Diseño por Desempeño Sísmico de las Estructuras de Acero” donde detalla un procedimiento de diseño basado en el desempeño sísmico paso a paso para este material de construcción. Silva se enfoca en la formación de rótulas plásticas en los elementos estructurales, presenta las ecuaciones de diseño a manera que el lector pueda aplicar la metodología sin ningún problema y ejemplifica su uso con el diseño de algunos pórticos de acero estructural.

En 2018 (Mayhua, 2018) elabora la tesis “Diseño estructural por desempeño sísmico de un edificio de 5 pisos en el distrito de Ascensión, provincia de Huanavelica” donde presenta el diseño estructural basado en el desempeño de un edificio de 5 niveles ante la normativa Peruana además de comparar los resultados obtenidos con los objetivos de desempeño de la SEAOC.

Con la revisión de los documentos citados en esta sección, se puede concluir que en países donde la sismicidad es importante, como en Perú, se ha despertado la necesidad en los ingenieros estructuralistas de adoptar un modelo de diseño más eficiente y revolucionario

que permita el desarrollo de estructuras más confiables y resistentes. Gracias a las metodologías desarrolladas en su investigación se ha podido dirigir al problema con el método de diseño por desempeño sísmico.

2.4.3 Estados Unidos.

En el artículo *“Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings-A USA Perspective”* tomado de (Kasimzade et al., s. f.) Naeim presenta una revisión general de las metodologías de diseño por desempeño utilizadas para edificaciones de gran altura, explica las razones por las cuales las previsiones comunes de los códigos son incapaces de satisfacer las necesidades de los diseñadores de edificios altos, discute los objetivos de desempeño que normalmente se asocian a edificios altos y su evolución a una perspectiva más rigurosa y completamente probabilística, explica los criterios de aceptación de desempeño sísmico asociados a múltiples guías de diseño basado en desempeño y finalmente se dirige a situaciones especiales como la selección y escalamiento de los registros sísmicos y la interacción suelo-cimentación-estructura.

El autor señala que para lograr un diseño por desempeño sísmico significativo en un edificio alto es necesario:

- Definir un conjunto de objetivos de desempeño razonables
- Contemplar un conjunto de procedimientos de diseño racionales
- Establecer un procedimiento adecuado de evaluación del desempeño y,
- Seleccionar un conjunto de registros de movimiento sísmico consistente para el nivel de riesgo considerado.

Finalmente, el autor concluye que el diseño basado en desempeño sísmico se ha establecido actualmente como la metodología de elección para el diseño de edificios de gran altura localizados en zonas sísmicas ya que ha demostrado la obtención de estructuras más seguras y con mayor costo beneficio en comparación con las diseñadas tradicionalmente.

2.4.3 Chile.

(Medina & Music, 2018) en su artículo determinan el nivel de desempeño de un edificio estructurado en base a muros de concreto el cual fue diseñado por la normativa chilena vigente (DS60 2011, DS61 2011). Se utiliza el Método de Espectro de Capacidad MEC, que superpone el espectro de capacidad y demanda sísmica. Para la construcción del espectro de capacidad se utiliza la curva de capacidad estructural, obtenida mediante un análisis estático no lineal pushover. Los espectros de demanda sísmica considerados se obtienen acorde a movimientos sísmicos de diseño establecidos por Lagos et al en 2012. Con los puntos de desempeño obtenidos se compara el edificio con los resultados propuestos por Visión 2000 y se concluye que el edificio cumple con los objetivos establecidos y coinciden por los propuestos en la normativa chilena.

2.4.4 Colombia.

(Arango et al., 2009) en su artículo proponen una metodología de diseño por desempeño sísmico para estanterías industriales de almacenamiento en consideración de la normativa colombiana, así como algunas normas de diseño internacionales. Los autores hacen énfasis en alcanzar la optimización de este tipo de estructuras mediante la nueva filosofía de diseño apegado al sistema de análisis de la estructura y que resulte en una estructura competente en el mercado.

Señalan, de igual forma, la falta de una normativa clara aplicable en el diseño de estanterías propiciando así que el diseño y construcción sea cuestión del fabricante únicamente lo que resulta en una actividad poco sana para el mercado.

Mediante el conocimiento de su metodología, los autores proponen la posibilidad de realizar modificaciones a los diseños iniciales de las estanterías para mejorar su eficiencia y así garantizar su competencia en el comercio.

2.4.5 Grecia.

(Kappos & Stefanidou, 2010) presentan una metodología de diseño por desempeño para edificios de concreto incluyendo las deformaciones inelásticas como un parámetro en el diseño, no como una verificación. El método propuesto requiere, en primer lugar, un

análisis elástico para obtener un nivel de resistencia básico para después desarrollar el modelo inelástico donde se permite a los miembros mostrar este tipo de comportamiento únicamente en ubicaciones predeterminadas. Se utiliza un análisis inelástico de respuesta histórica para relacionar las secciones críticas con la demanda de rotación o curvatura local. En la nueva versión del método los autores aseguran que las deformaciones inelásticas caerán dentro de rangos que permitan mantener el nivel de daño bajo para un objetivo de desempeño específico. Se ejemplifica la aplicación del método con un edificio de concreto irregular de 10 niveles, que también fue diseñado utilizando los códigos pertinentes en Europa y se comparan los resultados analizando el desempeño del edificio mediante un modelo de análisis totalmente inelástico. Mediante la aplicación del método aquí revisado, se lograron secciones más económicas que las diseñadas con los códigos tradicionales en Europa.

2.5 Metodologías de Diseño por Desempeño Sísmico

A continuación, se describen algunas metodologías y propuestas de diferentes organismos de la profesión para esta filosofía de diseño.

2.5.1 ATC-40.

El Consejo de Tecnología Aplicada (*Applied Technology Council*) ATC por sus siglas en inglés, en su reporte “Evaluación Sísmica y Acondicionamiento de Edificios de Concreto” (*Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*) comúnmente denominada ATC-40 establece una guía práctica al proceso entero de evaluación y acondicionamiento utilizando objetivos de desempeño. Aunque su intención no es el diseño de edificios nuevos, los procedimientos analíticos son ciertamente aplicables a proyectos de nueva realización.

El ATC-40 recomienda el siguiente proceso de evaluación y acondicionamiento:

1. Determinar el objetivo primario y el posible alcance del proyecto
2. Selección de ingenieros calificados con experiencia en construcción sobre regiones con riesgo sísmico y en Ingeniería por Desempeño Sísmico.
3. Establecer el objetivo de desempeño de las opciones previstas por el reporte
4. Revisar la condición del edificio
5. Verificar si un análisis no lineal es apropiado o relevante para el edificio en consideración

6. Aprobación mediante oficiales y consideración de otros métodos de calidad apropiados a la evaluación y acondicionamiento sísmico
7. Investigación detallada: Realizar un análisis no lineal estático si es apropiado.
8. Determinar la curva de capacidad inelástica, también conocida como curva “pushover”, y convertirla a un espectro de capacidad.
9. Obtener el espectro de respuesta del sitio escogido y convertirlo a coordenadas espectrales
10. Obtener el punto de desempeño de la intersección del espectro de capacidad y la demanda sísmica reducida en coordenadas espectrales.
11. Preparar los documentos de construcción: Detallar acondicionamiento conforme a los requerimientos de los códigos y obtener la revisión de análisis y diseño.
12. Monitorear la calidad de construcción.

(Naeim, 2001)

2.5.1.1 Objetivos de desempeño establecidos por ATC-40.

Un objetivo de desempeño está constituido principalmente por dos partes: un estado de daño y el nivel de riesgo sísmico. El desempeño sísmico consiste en establecer el nivel de daño máximo permitido (nivel de desempeño) para un riesgo sísmico establecido (movimiento del suelo)

El nivel de desempeño objetivo está dividido, a su vez, en: Nivel de Desempeño Estructural (SP-n por sus siglas en inglés, donde n indica el nivel deseado) y Nivel de Desempeño No Estructural (NP-n por sus siglas en inglés, donde n indica el nivel deseado). Estos niveles pueden ser asignados independientemente, pero la combinación de los dos determina el desempeño general del edificio.

Estructuralmente, los niveles de desempeño son definidos a continuación:

- Ocupación Inmediata (Immediate Occupancy) SP-1: Daño estructural limitado en donde el sistema básico de resistencia ante fuerzas verticales y laterales retienen la mayoría de sus características antes del sismo.
- Control de Daño (Damage Control) SP-2: Un marcador para cualquier estado de daño entre Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida.

-Seguridad de Vida (Life Safety) SP-3: Daño significativo con algún margen en contra colapso total o parcial de la estructura. El riesgo de sufrir lesiones significativas es bajo. Las reparaciones pueden ser no económicamente viables.

-Seguridad Limitada (Limited Safety) SP-4: Un marcador para cualquier estado de daño entre Seguridad de Vida y Estabilidad Estructural

-Estabilidad Estructural (Structural Stability) SP-5: Daño estructural Sustancial en donde el sistema estructural está al filo de experimentar colapso total o parcial. Hay riesgo significativo de sufrir lesiones. Las reparaciones pueden ser no viables técnica ni económicamente.

-Sin Considerar (Not Consiered) SP-6: Un marcador para situaciones en donde la evaluación o acondicionamiento sísmico no estructural es realizado.

Los niveles No Estructurales de desempeño se pueden definir como:

-Operacional (Operational) NP-A: Los elementos no estructurales se encuentran, generalmente, en su lugar y funcionando.

-Ocupación Inmediata (Immediate Occupancy) NP-B: Los elementos no estructurales se encuentran en su lugar generalmente, pero pueden ser no funcionales.

-Seguridad de Vida (Life Safety) NP-C: Daño considerable en elementos no estructurales sin el colapso de ítems pesados. Riesgos secundarios como fisuras en tuberías no debería estar presente.

-Riesgo reducido (Reduced Hazards) NP-D: Daño extensivo presente en componentes no estructurales sin incluir el colapso de ítems pesados que puedan causar lesiones.

-Sin considerar (Not Considered) NP-E: Elementos no estructurales que no tengan un efecto en la respuesta estructural del edificio no son evaluados.

Las combinaciones de los Niveles Estructurales y No Estructurales para obtener un Nivel de Desempeño del Edificio son mostrados en la tabla 4:

Tabla 4

Objetivos de Desempeño Sísmico. Adaptado de ATC-40

Nivel de desempeño del edificio						
Nivel de Desempeño no Estructural	Nivel de Desempeño Estructural					
	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Control de Daños (Rango)	SP-3 Seguridad de Vida	SP-4 Seguridad Limitada	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional ^a	2-A ^b	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata ^a	2-B ^b	3-B ^b	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de Vida	1-C ^b	2-C ^b	3-C Seguridad de Vida ^a	4-C ^b	5-C ^b	6-C ^b
NP-D Riesgo Reducido	NR	2-D ^b	3-D ^b	4-D ^b	5-D ^b	6-D ^b
NP-E No considerado	NR	NR	3-E ^b	4-E ^b	5-E Estabilidad Estructural ^a	No aplica

NR: Combinaciones no recomendadas de desempeño

^a Combinaciones de desempeño comunes

^b Posibles combinaciones de desempeño

2.5.1.2 El Método del Espectro de Capacidad.

Uno de los métodos para determinar el desempeño de un edificio, es el Método del Espectro de Capacidad, propuesto por Freeman en 1975. (Burgos, 2007)

En este método se requiere que la curva de capacidad y de demanda sean representadas en coordenadas de respuesta espectral. Utiliza un amortiguamiento elástico lineal inicial del 5% para caracterizar la demanda sísmica y reduce el espectro para considerar los efectos de la disipación de energía para estimar la demanda de desplazamiento no lineal. El punto donde se interceptan la curva de capacidad y la curva de demanda reducida representa el punto de desempeño en el cual la capacidad y la demanda son iguales.

2.5.2 FEMA 273 y 274.

Las Pautas para la Rehabilitación Sísmica de Edificios (FEMA 273) y su respectivo comentario (FEMA 274) fueron desarrollados por el Consejo de Seguridad Sísmica en Edificios (BSSC por sus siglas en inglés) en conjunto con la Asociación Americana de Ingeniería Civil (ASCE por sus siglas en inglés) y el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC por sus siglas en inglés) con financiamiento de la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA por sus siglas en inglés).

Aunque su propósito principal de FEMA 273 era la rehabilitación y acondicionamiento por desempeño sísmico de edificios existentes, los procedimientos ahí descritos pueden ser utilizados para diseños nuevos.

El procedimiento básico es similar al de ATC: el dueño decide el objetivo de desempeño que se requiere alcanzar, entonces el ingeniero capacitado diseña el acondicionamiento o la estructura nueva para que cumpla dicho objetivo.

2.5.2.1 Objetivos de desempeño establecidos por FEMA 273.

Los objetivos de desempeño básicos son similares a los establecidos por ATC-40, sin embargo, FEMA 273 define el riesgo de movimiento de la tierra en una base probabilística. Los objetivos de desempeño se describen a continuación: (Naeim, 2001)

Tabla 5

Objetivos de Desempeño Sísmico. Adaptado de FEMA

		Nivel de Desempeño del Edificio			
		Operacional (1-A)	Ocupación Inmediata (1-B)	Seguridad de Vida (3-C)	Prevención de colapso (5-E)
Nivel de Riesgo Sísmico	50%/50 años	a	b	c	d
	20%/50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10%/50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2%/50 años)	m	n	o	p

k + p= Objetivos básicos

k + p + cualquiera de a,e,i,m,b,f,j,n = Objetivos Mejorados

o = Objetivo Mejorado

k o p solamente = Objetivos Límite

c,g,d,h= Objetivos Límite

2.5.3 Iniciativa PEER para Edificios Altos.

La iniciativa PEER para Edificios Altos es un programa de investigación y desarrollo en cooperación del Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (Pacific Earthquake Engineering Research Center) e ingenieros estructurales experimentados en diseños de edificios de gran altura. El objetivo de esta iniciativa es facilitar una base confiable para el diseño por desempeño de las estructuras y asegurar su correcto desempeño. El programa tiene como objetos de estudio las características dinámicas de edificios altos, la capacidad de desempeño de edificios diseñados usando procedimientos alternativos, desarrollos alternativos de bases para el diseño, efectos de la interacción estructura-cimentación-suelo, procedimientos de análisis y modelado y el desarrollo de

guías para el diseño. Fue iniciado en 2006 y obtiene financiamiento a través de una variedad de agencias privadas y de gobierno como la Fundación Nacional de Ciencia, la Agencia Federal de Manejo de Emergencias, la Comisión de Seguridad Sísmica de California, el Consejo de Tecnología Aplicada, entre otros (Hamburger & Moehle, 2010).

En la última versión (2.03) de las Guías para el Diseño Basado en el Desempeño de Edificios Altos de PEER, dividida en recomendaciones y comentarios que explican la base de las recomendaciones, se presentan los procedimientos basados en desempeño para el diseño sísmo resistente de edificios altos como una alternativa a los procedimientos introducidos por ASCE 7 y otros estándares incorporados en el Código de Edificación Internacional. Aplicadas correctamente las guías pretenden el diseño de edificios que logren los objetivos de desempeño sísmico propuestos por ASCE 7, en algunos casos, un desempeño superior. El Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER) publicó la primera edición de las guías en 2010 en respuesta al uso creciente de los enfoques de diseño por desempeño en edificios altos. Lo más destacado del primer volumen es: la evaluación de la respuesta del edificio ante un sismo de nivel de servicio junto con la evaluación de la resistencia al colapso ante el sismo máximo considerado, el uso de análisis no lineal, evaluación de desempeño global, criterios de desempeño del sistema, así como para elementos individuales y la definición de elementos críticos y no críticos.

Desde su publicación en 2010, la ingeniería sísmica ha ganado experiencia substancial en la aplicación de las guías para el diseño de edificios en todo el mundo, particularmente en la costa oeste de Estados Unidos. Inicialmente, los edificios diseñados con esta filosofía eran considerados dentro de la Categoría de Riesgo II, dichos edificios eran estructuralmente regulares y utilizaban un sistema típico de muros de concreto en el núcleo para proporcionar la resistencia lateral que un sismo demanda, hoy en día se han utilizado las recomendaciones de PEER en el diseño de proyectos con otro tipo de estructuración, complejos de edificios que incluyen estructuras irregulares y múltiples torres en un solo predio así como numerosas estructuras con una Categoría de Riesgo mayor. La segunda edición utiliza, en adición, los conocimientos y lecciones aprendidos de la aplicación de su primera versión en múltiples proyectos (PEER, 2017).

Las guías emplean dos niveles de análisis de intensidad sísmica: nivel de servicio y máximo nivel considerado. En el nivel de servicio se asegura que el edificio no experimente daño sustancial ante un sismo de ocurrencia frecuente (50% de probabilidad de ocurrencia en 30 años, con un amortiguamiento del 2.5%) y se establece el objetivo de evitar que el daño reduzca la capacidad de soportar el movimiento de un sismo máximo considerado o aquél que su reparación requiera suspender el servicio del edificio. Se espera que las reparaciones de los elementos estructurales sean únicamente para restaurar la apariencia estética y la resistencia al fuego y a la intemperie del edificio. En este nivel se requiere un espectro de respuesta elástico del edificio para tener una base de evaluación de los modelos no lineales usados en el nivel de sismicidad máxima considerada. Los criterios de aceptación incluyen resistencia y deformación, para la resistencia se pueden utilizar valores promedios en las propiedades de los materiales en lugar de los valores mínimos especificados y los factores de resistencia no son utilizados en la evaluación, los radios de fallas pueden ser de 1.5 para elementos dúctiles y menores a 1.0 para elementos no dúctiles. El desplazamiento lateral de un entrepiso no puede ser mayor al 0.5% de su altura.

El nivel sísmico máximo esperado pretende demostrar que la estructura es capaz de experimentar este nivel con una probabilidad baja de colapso, sin embargo, como las guías no contemplan explícitamente análisis de colapso la adecuación del edificio es evaluada a través de limitar su respuesta no lineal.

En conclusión, la Iniciativa PEER para Edificios Altos provee las guías para un análisis más realístico tomando en cuenta el comportamiento no lineal de las edificaciones, así como un conjunto de criterios de aceptación más racionales. Sin embargo, algunos autores creen que desarrollos futuros deberían tratar una mejor selección y escalamiento de los movimientos sísmicos así como la consideración del comportamiento no estructural e investigaciones acerca de los márgenes de colapso (Hamburger & Moehle, 2010).

III. MARCO TEÓRICO

3.1 Métodos de falla en un marco rígido

Acorde con el libro Estructuras de Acero Comportamiento y Diseño de (De Buen López de Heredia, 1980) las fallas en un marco rígido son de dos tipos: parciales o de conjunto. La

falla parcial ocurre cuando es agotada la resistencia de alguno de los elementos constituyentes del marco rígido: viga, columna o conexión. Las vigas y columnas pueden llegar a la falla a través de la inestabilidad (pandeo lateral o local) o por la formación de articulaciones plásticas. Las conexiones fallan debido a la presencia de alguna discontinuidad que ocasione un comportamiento diferente en los elementos que conecta al supuesto en el análisis.

Si bien una falla local puede ocasionar daños graves en la estructura, no significa precisamente el colapso total de la estructura debido a que el alto grado de la hiperestaticidad de los marcos produce diferentes trayectorias posibles en la transmisión de las cargas de manera que, cuando un miembro estructural deja de trabajar, se produce una redistribución de las cargas hacia los elementos cercanos.

Las fallas de conjunto pueden ocurrir por pandeo o por inestabilidad: marcos simétricos en geometría y carga aplicada directamente en las cabezas de las columnas fallan debido a una bifurcación en el equilibrio al alcanzar el valor crítico de solicitaciones, si el desplazamiento lateral está impedido por algún elemento exterior (contraventeo) la carga crítica incrementa considerablemente.

Si existe, por otro lado, cargas distribuidas en las vigas el colapso puede ser por inestabilidad al ir aumentando la magnitud de las cargas aplicadas.

El diseño de un marco rígido consiste en la selección de las secciones necesarias en vigas y columnas y comportamiento de las conexiones para establecer un coeficiente de seguridad adecuado contra el colapso por pandeo o inestabilidad. La revisión de este diseño puede lograrse a través del trazo de su curva carga-desplazamiento

3.1.1 Curvas carga-desplazamiento

El comportamiento de marcos rígidos ante la combinación de cargas verticales y horizontales queda representado por la curva carga-desplazamiento del elemento. Una curva carga-desplazamiento es la relación que existe entre el incremento de las cargas exteriores y el desplazamiento que se genera en la estructura. La forma de la curva carga-desplazamiento se ve afectada por la geometría, propiedades mecánicas del marco y de la manera en la que se aplican las cargas, incluso. Para simplificar el problema de estudio es

TESIS TESIS TESIS TESIS TESIS

necesario que las cargas sean aplicadas lentamente de manera que se pueda considerar un efecto estático y que haya un incremento monotónico hasta que se alcanza la resistencia máxima. Con estas simplificaciones se llega a la obtención de cargas de colapso que son conservadoras.

3.1.2 Métodos aproximados para obtener las curvas cargas desplazamiento

Para el diseño de un marco rígido es conveniente trazar su curva carga-desplazamiento y con ella obtener información sobre el comportamiento del marco ante cargas verticales y horizontales. Debido a la complejidad que puede existir, dependiendo de las características del marco, para la elaboración de dichas curvas el diseñador debe conformarse con la obtención de ciertas características representativas de la curva. Se cuentan con algunos métodos basados en distintas hipótesis relativas al material y a la interacción fuerza-desplazamiento de la estructura en cuestión.

3.1.2.1 Hipótesis relativas al material

Esta hipótesis habla de una idealización del diagrama esfuerzo-deformación del material estudiado. La primera idealización es un comportamiento elástico ilimitado donde el material puede sufrir deformaciones infinitas y regresar a su estado original al ser retirada la carga. La segunda idealización es un comportamiento rígido-plástico donde, las deformaciones son nulas hasta que se alcanza el límite de fluencia y a partir de ahí crecen sin límite bajo un esfuerzo constante. La tercera idealización es el comportamiento elasto-plástico en el cual se combinan las dos primeras idealizaciones. Las gráficas que involucran momento, fuerza axial y deformación ($M-P-\Phi$) son respectivamente similares para cada idealización.

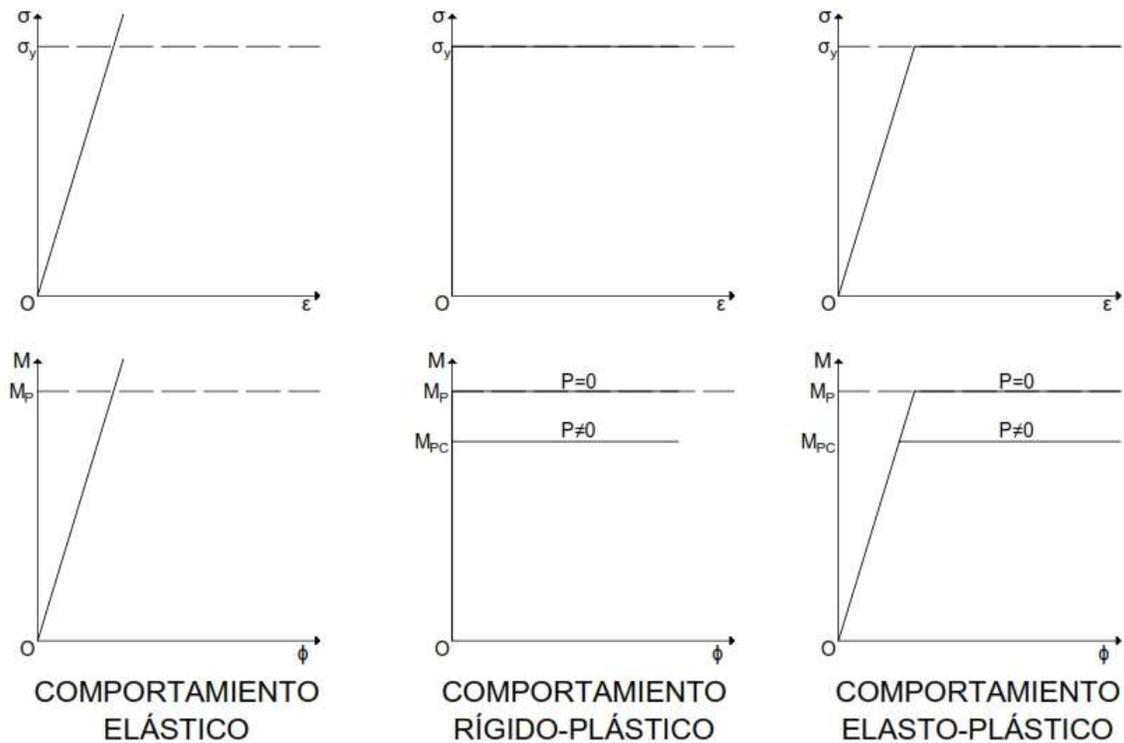


Figura 1. Diagramas Esfuerzo-Deformación y Curvas M-P-Curvatura idealizados. Tomado de De Buen López de Heredia, 1980

3.1.2.2 Hipotesis relativas al efecto de las deformaciones sobre el equilibrio de miembros aislados y de la estructura completa

Las fuerzas exteriores hacen que la estructura se deforme con lo que se genera un cambio en la posición de las cargas originales y en los efectos producidas en el elemento. Generalmente estas deformaciones son pequeñas comparadas con las dimensiones originales por lo que son comúnmente ignoradas y basar el análisis en la estructura sin deformación, lo que se conoce como un análisis de primer orden. Cuando se hace el análisis tomando en cuenta las deformaciones en la estructura y sus efectos, por ejemplo, el momento que se produce cuando una carga axial deja de actuar en el eje del elemento gracias a la deformación que este sufre, el análisis es de segundo orden.

3.2 Métodos de análisis estructural

Se discutirán, de acuerdo a las hipótesis previamente planteadas, los 6 distintos tipos de análisis estructural:

3.2.1 Análisis elástico de primer orden

Se supone un comportamiento elástico ilimitado del material y las ecuaciones de equilibrio son establecidas asumiendo la geometría inicial de la estructura sin considerar deformaciones. La respuesta de la estructura es lineal y su gráfica carga-desplazamiento es una recta inclinada sin límite. Este tipo de análisis es el más sencillo y el que más se ha utilizado a través del tiempo, se desprecian generalmente la influencia de las fuerzas normales y cortantes en la rigidez de los miembros pero pudieran ser incluidos.

Debido a que el comportamiento real de la estructura es elástico con esfuerzos relativamente bajos este método es adecuado para analizar la estructura bajo cargas de trabajo y no proporciona información acerca de las condiciones de colapso de la misma.

El comportamiento elástico termina cuando el esfuerzo de fluencia aparece por primera vez en cualquier elemento de la estructura con lo que se define una carga P_{L1} que es la base de todos los métodos elásticos de análisis y diseño. Por encima de esta carga la curva esfuerzo deformación carece de sentido real físico. P_{L1} determina el límite superior para tomar en cuenta la posibilidad de pandeo elástico local o lateral de la estructura.

3.2.2 Análisis elástico de segundo orden.

Se sigue suponiendo un comportamiento elástico lineal ilimitado, pero las ecuaciones de equilibrio se establecen considerando la geometría de la estructura deformada. Los momentos originales en la estructura se amplifican por momentos secundarios productos de las fuerzas axiales y el desplazamiento que ocurren en la estructura.

La ecuación de equilibrio toma la forma:

$$M_{AB} + M_{BA} + P\Delta - TL = 0$$

Donde:

M_{AB} : Momento en el extremo A de la barra

M_{BA} : Momento en el extremo B de la barra

$P\Delta$: El producto de la fuerza axial P y el desplazamiento Δ que ocurre en un extremo de la barra

T: Cortante en un extremo

L: Longitud de la barra

Usualmente, en el análisis de segundo orden, se incluye la disminución de la rigidez en los miembros producidos por las compresiones que actúan en ellos. La curva carga-desplazamiento que este tipo de análisis produce indica la carga máxima P_{ME} que resistirá la estructura si su comportamiento fuera elástico hasta la falla. P_{ME} está por debajo de la carga crítica elástica.

El comportamiento elástico termina cuando aparece el esfuerzo de fluencia por primera vez en la estructura y así se define la carga P_{L2} que es menor que P_{L1} derivada del análisis de primer orden. En este tipo de análisis también suelen despreciarse las contribuciones de la fuerza cortante y axial en los elementos, aunque pudieran ser significativos para columnas altas y esbeltas. El análisis elástico de segundo orden suele describir bien el comportamiento de la estructura bajo cargas de servicio, sin embargo no proporciona información acerca de la etapa de colapso en la misma.

3.2.3 Análisis rígido-plástico de primer y segundo orden

Se considera un comportamiento rígido plástico de la estructura, donde no existen deformaciones hasta que se alcanza un momento M_{PE} en un número de secciones suficientes para que la estructura se convierta en un mecanismo, a esta carga se denomina P_p .

Pasando este punto las deformaciones crecen sin haber incremento en la carga produciendo una línea horizontal en la curva despreciando las deformaciones en la estructura (análisis de primer orden) o una línea descendente en el análisis de segundo orden. Este tipo de análisis produce una carga crítica P_{p1} que se usa como límite superior a la resistencia de la estructura y tiene la utilidad de que en situaciones donde la carga axial es pequeña o a las que no existen deformaciones previas a la formación del mecanismo proporciona una idea bastante cerca de la carga máxima que puede resistir la estructura.

El método rígido-plástico permite calcular con buena precisión la resistencia máxima de vigas continuas, marcos rígidos no contraventados de uno, dos o tres pisos y marcos rígidos debidamente contraventados de cualquier altura, sin embargo, no proporciona información de la estructura bajo cargas de trabajo.

3.2.4 Análisis elasto-plástico de primer y segundo orden.

En este tipo de análisis se considera un comportamiento elástico del material, se incluyen los efectos de fuerzas axiales y la formación de articulaciones plásticas sucesivas. Se considera inicialmente elástica la estructura y cuando aparece la primera articulación plástica se considera como si fuera una articulación real con lo que disminuye la rigidez del sistema y con ello disminuye la pendiente de la recta en la gráfica carga-desplazamiento. Esta etapa continúa hasta que se forma la segunda articulación plástica con lo que se repite el proceso con lo que se obtiene una sucesión de segmentos de rectas, cada una de pendiente menor hasta que se agota su capacidad de carga. El resultado final es una línea quebrada, formada por una sucesión de rectas de pendiente decreciente que coincide con la línea P_{P1} , correspondiente al análisis rígido-plástico de primer orden, cuando se forman suficientes articulaciones como para considerar todo el sistema como un mecanismo.

El análisis elasto-plástico de primer orden ofrece una gráfica cuyo comportamiento es una buena representación de una estructura real en la que las fuerzas normales no son significativas.

El análisis elasto-plástico de segundo orden se hace de manera análoga pero considerando métodos de segundo orden en la construcción de la curva lo que resulta en una gráfica formada por tramos sucesivos de curvas descendentes separadas por la formación de articulaciones plásticas en el sistema. El punto máximo de esta curva es la carga P_{P2} es una buena aproximación de la carga máxima que resiste la estructura aunque ligeramente del lado de la inseguridad y no corresponde necesariamente con el punto de la formación de la última articulación plástica antes de que el sistema pase a ser un mecanismo ya que la pérdida de la rigidez en la estructura puede hacer que el colapso llegue antes de formado el mecanismo.

El análisis elasto-plástico de segundo orden proporciona la curva carga-deformación completa y una muy buena aproximación de la resistencia máxima que tiene el sistema, constituye el método de análisis más refinado y completo de los utilizados actualmente. Son incluidos los efectos de fuerzas normales en el comportamiento de la estructura y las ecuaciones de equilibrio se establecen considerando la configuración deformada del sistema.

El análisis estructural puede refinarse aún más tomando en cuenta efectos producidos por el cambio de longitud en los elementos, deformaciones por cortante, esfuerzos residuales, amplitud de zonas plastificadas, endurecimiento por deformación y descarga elástica de porciones previamente plastificadas, pero todas estas consideraciones deberían de utilizarse únicamente con fines de investigación. (De Buen López de Heredia, 1980)

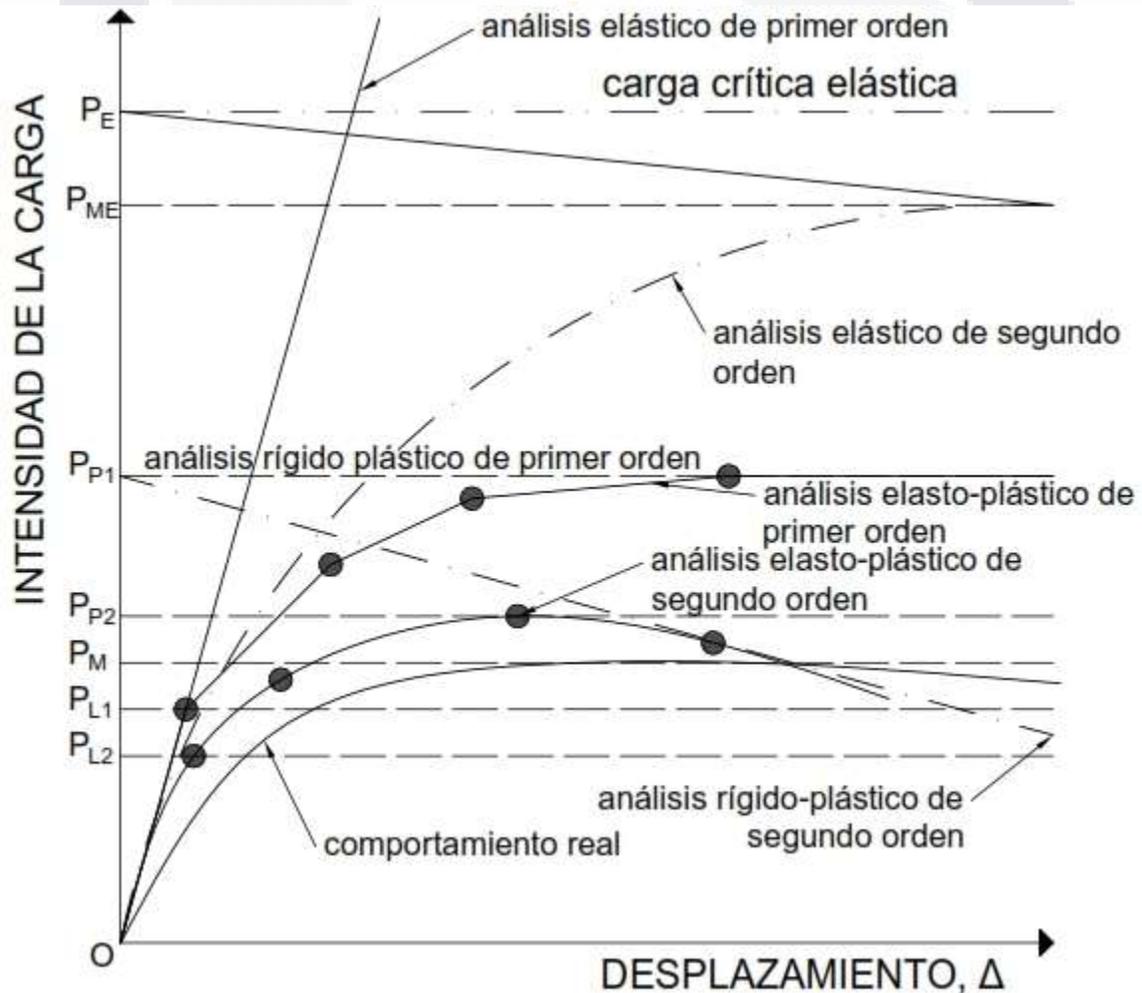


Figura 2. Curvas carga-desplazamiento. Tomada de De Buen López de Heredia, 1980

3.3 Rigidez efectiva en elementos estructurales de Concreto Reforzado

En su trabajo, (Sánchez Escudero & Vargas Sánchez, 2018) buscan determinar la influencia de la degradación de la rigidez de los elementos estructurales causada por el agrietamiento en el análisis sísmico de estructuras realizadas en Lima, Perú.

Los autores realizan el modelado considerando cuatro enfoques para la rigidez de la estructura: factores de reducción incluidos en el ACI 318-14, ASCE 41-13, la rigidez que depende del refuerzo de una sección y las secciones sin agrietar.

3.3.1 Rigidez efectiva

La rigidez se define como la relación que existe entre las fuerzas que actúan sobre un elemento y su deformación. En la ecuación de la curva elástica se establece a la rigidez como el momento resistente del elemento dividido entre la pendiente en un punto dado del diagrama Momento-Curvatura, como establece la siguiente ecuación:

$$EI = \frac{M}{\varphi}$$

En donde EI representa la rigidez a flexión, E es el módulo de elasticidad del material en cuestión, I es el momento de inercia que depende de la forma y dimensiones del elemento y φ corresponde a la curvatura asociada al momento flexionante M que recibe el elemento. Sin embargo, en su trabajo (Paulay & Priestley, 1992) consideran que es de importancia tomar en cuenta el agrietamiento que existe debido a la tensión en elementos para análisis sísmicos y proponen los factores de reducción de rigidez debida al agrietamiento mostrados en la tabla 6:

Tabla 6.

Inercia Efectiva. Tomado de Paulay & Priestley, 1992

	Rango	Valor Recomendado
Vigas rectangulares	0.3-0.5 I_g	0.4 I_g
Vigas T y L	0.25-0.45 I_g	0.35 I_g
Columnas, $P > 0.5f'cA_g$	0.7-0.9 I_g	0.8 I_g
Columnas, $P = 0.2f'cA_g$	0.5-0.7 I_g	0.6 I_g
Columnas, $P = -0.05f'cA_g$	0.3-0.5 I_g	0.4 I_g

$f'c$: resistencia a compresión de concreto

A_g : área gruesa de la sección

I_g : momento de inercia gruesa de la sección

3.3.2 La rigidez a partir de la relación momento-curvatura

A través de la relación momento curvatura se considera el comportamiento inelástico de la estructura y con ello poder medir su ductilidad.

Existen 3 puntos que componen el diagrama momento-curvatura de un elemento:

A) Primer agrietamiento: Se presenta cuando la fibra extrema a tensión en un elemento a flexión alcanza su resistencia máxima y aparece el agrietamiento en la sección

B) Primera fluencia:

El acero a tensión fluye

La fibra extrema a compresión en el concreto alcanza una deformación unitaria de 0.002

C) Resistencia última:

El acero a tensión alcanza su esfuerzo de ruptura

La fibra extrema a compresión del concreto alcanza su deformación última de 0.003.

Esto se representa en la figura 3:

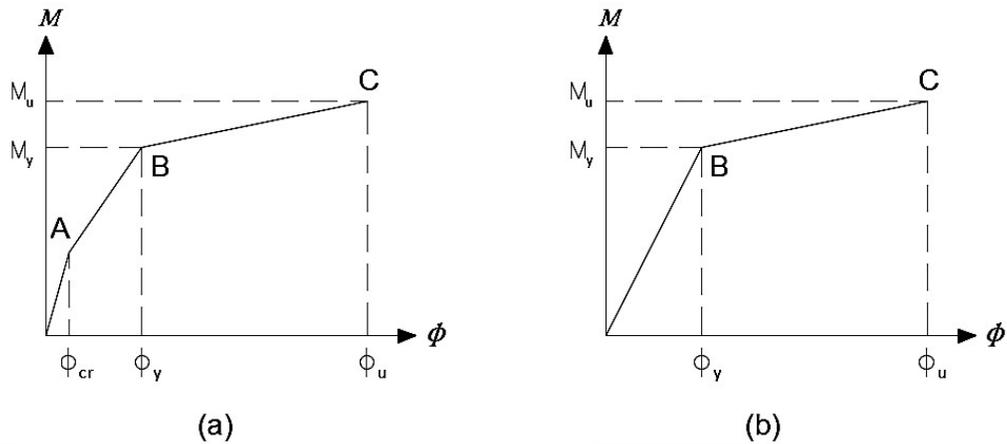


Figura 3. Diagrama Momento-Curvatura. Tomada de Sánchez Escudero & Vargas Sánchez, 2018

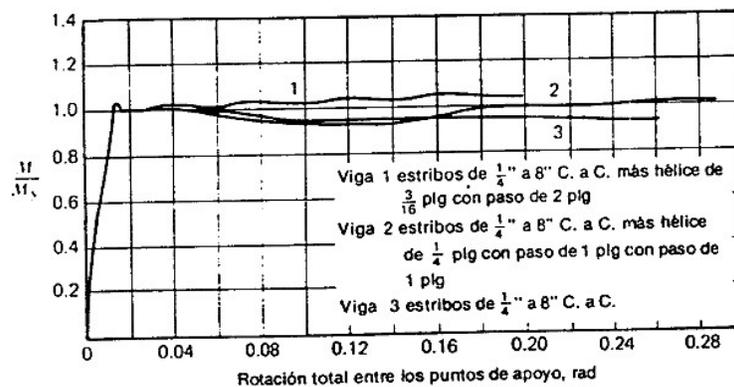
Para fines de investigación es aceptada la aproximación mostrada en la figura 3b, con la cual se puede hallar la rigidez efectiva de un elemento con la pendiente del tramo OB de dicha aproximación:

$$E_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y}$$

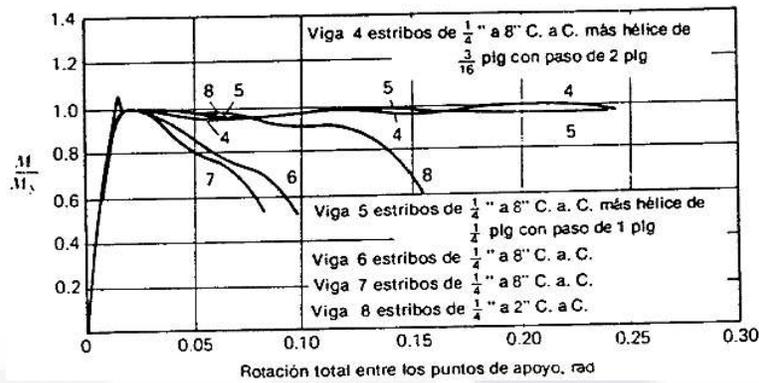
3.3.3 Rigidez efectiva en vigas

En el caso de vigas rectangulares la obtención de la relación entre momento flexionante y deformación se complica debido a la ductilidad que ofrece el confinamiento del concreto gracias al refuerzo transversal de la sección.

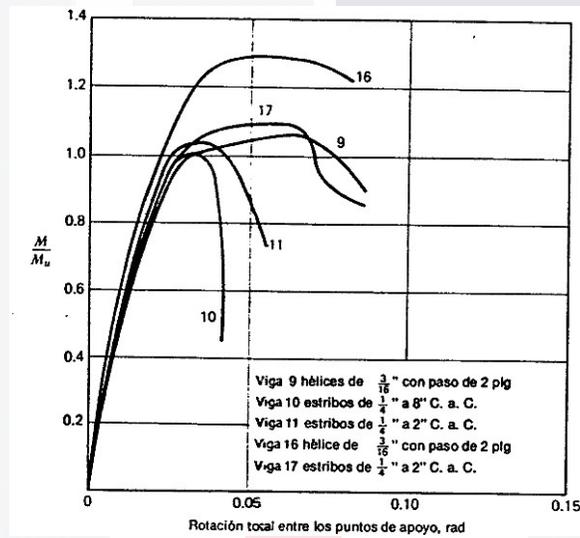
Las investigaciones son respaldadas por ensayos en laboratorios para determinar una relación de rigidez, como se muestra en la figura 4:



a)



b)



c)

Figura 4. Diagramas experimentales Momento-Curvatura para vigas. Park & Paulay, 1992. Tomado de Sánchez Escudero & Vargas Sánchez, 2018

3.3.4 Rigidez efectiva en muros y columnas

Para las columnas, el diagrama momento curvatura depende de su carga axial: a mayores cargas axiales, mayor es la relación entre la rigidez efectiva y la rigidez no agrietada que, también, aumenta a medida que se incrementa la cuantía de la columna.

Priesley, 2003 muestra gráficas para la relación de rigidez efectiva contra rigidez gruesa para columnas rectangulares y circulares, como se muestran en las figuras 5 y 6 respectivamente:

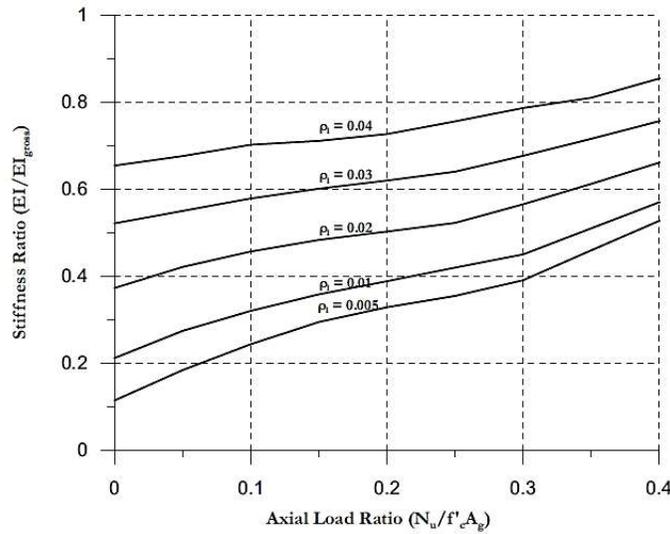


Figura 5. Rigidez Efectiva en columnas rectangulares. Priestley, 2003. Tomado de Sánchez Escudero y Vargas Sánchez, 2018

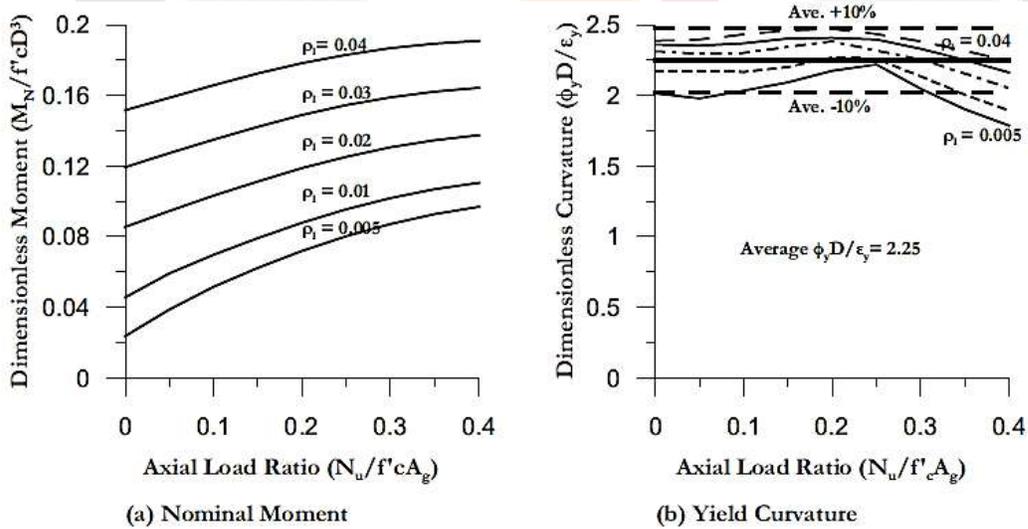


Figura 6. Rigidez efectiva para columnas circulares. Priestley, 2003. Tomado de Sánchez Escudero & Vargas Sánchez, 2018

Las figuras 5 y 6 arrojan las ecuaciones de cociente rigidez efectiva-rigidez no agrietada para columnas:

$$\frac{EI}{EI_g} = \frac{Mn}{\phi_y EI_g}$$

Para columnas y muros de cortante:

$$\frac{EI}{Elg} = \frac{Mn}{\phi y E \left(\frac{tl^3}{12} \right)}$$

Donde t es el espesor de muro, l su longitud. (Sánchez Escudero & Vargas Sánchez, 2018)

3.3.5 Rigidez Efectiva según distintos códigos de diseño

La rigidez efectiva es considerada de manera práctica dentro de distintos códigos de diseño aplicables según la normativa del lugar de estudio.

3.3.5.1 ACI-318-19

Los requerimientos para estructuras de concreto según el Instituto Americano del Concreto, en su versión 2019 establece las siguientes modificaciones en la inercia de las secciones gruesas de elementos de concreto para un análisis elástico:(ACI, 2019)

Tabla 7. Momentos de inercia y secciones permitidas para el análisis elástico. Adaptado de ACI-318-19

Momentos de Inercia y Secciones permitidas para el análisis elástico.

Adaptado de ACI-318-19

Miembro y condición	Momento de Inercia	Sección para deformaciones Axiales	Sección para deformaciones por cortante
Columnas	0.7 I _g		
Muros Sin agrietar	0.7 I _g		
Muros Agrietados	0.35 I _g	1.0 A _g	(bw)h
Vigas	0.35 I _g		
Placas y losas planas	0.25 I _g		

Tabla 8.

Valores alternativos para I. Adaptado de ACI-318-19

Valor alternativo para I en el análisis elástico.

Miembro	Mínimo	I	Máximo
Columnas y Muros	0.35 I _g	$\left(0.8 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_o}\right) I_g$	0.875 I _g
Vigas, placas y losas	0.25 I _g	$(0.1 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{bw}{d}\right) I_g$	0.5 I _g

Donde

Ag: Área gruesa de la sección

Ast: Área total de refuerzo longitudinal

Mu: Momento último en la sección

Pu: Fuerza axial última en la sección

h: espesor, altura o profundidad de miembro

Ig: Momento de inercia gruesa

ρ: Cuantía de refuerzo longitudinal

3.3.5.2 ASCE 41-17

La Asociación Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) en su documento Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE, 2014) proporciona una tabla para considerar la reducción de rigideces según distintos miembros estructurales:

Tabla 9.

Factores de reducción de rigidez. Tomado de ASCE 41-17

Componente	Rigidez a la flexión	Rigidez al cortante	Rigidez Axial
Vigas	0.3 Elg	0.4 EA _w	-
Vigas pretensadas	Eclg	0.4 EA _w	-
Columnas con compresión causadas por cargas gravitacionales $\geq 0.5Agf'c$	0.7 Elg	0.4 EA _w	EAg
Columnas con compresión causadas por cargas gravitacionales $\leq 0.1Agf'c$ o tensión	0.3 Elg	0.4 EA _w	EAg (compresión) EsAs (tensión)
Juntas Viga-Columna	Sección 10.4.2.2.1		EAg
Losas	Sección 10.4.4.2	0.4 EAg	-
Losas pretensadas	Sección 10.4.4.2	0.4 EAg	-
Muros agrietados	0.5 EAg	0.4 EAg	EAg (compresión) EsAs (tensión)

Donde:

Es: Módulo de elasticidad de acero de refuerzo

As: Área de acero de refuerzo

Aw: Área del alma

3.3.5.3 Standards New Zealand: NSZ 3101-06: Concrete Structures Standards. Nueva Zelanda

El código de diseño de estructuras de concreto de Nueva Zelanda (New Zealand Standard, 2006) propone considerar el nivel de agrietamiento para realizar un análisis lineal elástico y menciona que la rigidez efectiva de miembros de concreto está definida por el detallado del refuerzo. Los factores de reducción de rigidez se presentan a continuación:

Tabla 10.

Factores de Reducción de Rigidez. Adaptado de NSZ 3101-06

Miembro	Estado límite último		Estado límite de servicio		
	Fy=300 MPa	Fy=500 MPa	$\mu=1.25$	$\mu=3$	$\mu=6$
Vigas					
Rectangulares	0.43 lg $0.5\% \leq \rho \leq 1.75\%$	0.32 lg $0.3\% \leq \rho \leq 1.4\%$	lg	0.7 lg	0.5 lg
Vigas T y L	0.4 lg $0.75\% \leq \rho \leq 1.75\%$	0.3 lg $0.45\% \leq \rho \leq 1.75\%$	lg	0.7 lg	0.5 lg
Columnas					
$N^*/Agf'c > 0.5$	0.8 lg (1.0 lg) ¹	0.8 lg (1.0 lg) ¹	lg	1.0 lg	Valores en paréntesis del estado límite último
$N^*/Agf'c = 0.2$	0.55 lg (0.66 lg) ¹	0.55 lg (0.66 lg) ¹	lg	0.8 lg	
$N^*/Agf'c = 0.0$	0.4 lg (0.45 lg) ¹	0.3 lg (0.35 lg) ¹	lg	0.7 lg	
Muros					
$N^*/Agf'c = 0.2$	0.48 lg	0.42 lg	lg	0.7 lg	Valores del estado límite último
$N^*/Agf'c = 0.1$	0.40 lg	0.33 lg	lg	0.6 lg	
$N^*/Agf'c = 0.0$	0.32 lg	0.25 lg	lg	0.5 lg	
Vigas Conectores					
Refuerzo convencional y diagonal	0.4 lg α_c	0.4 lg α_c	lg	0.5 lg	Valores del estado límite último

El valor de α_c se presenta en la tabla 11

¹ Los valores aplican a columnas que tienen un nivel alto de protección ante la formación de rótulas plásticas en el estado límite último.

Donde:

μ : Factor de ductilidad

N^* : Carga axial de diseño en estado límite último.

Ag: Área gruesa de sección
 ρ: Cuantía de refuerzo longitudinal

Tabla 11.

Factor αc para deformaciones asociadas con agrietamiento diagonal en vigas conectores.

Tomado de NZS 3101-06.

$\frac{Ln}{h}$	1	1.5	2.0	3.0	4
Vigas reforzadas convencionalmente	0.16	0.24	0.31	0.42	0.5
Vigas reforzadas diagonalmente	0.32	0.48	0.62	0.84	1.0

3.3.5.4 Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México 2017 para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. NTC-17

Las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México para las Estructuras de Concreto mencionan:

Quando se apliquen métodos de análisis elásticos, en el cálculo de las rigideces de los miembros estructurales se tomará en cuenta el efecto de agrietamiento. Se admitirá que se cumple con este requisito si las rigideces de vigas y muros agrietados se calculan con la mitad del momento de inercia de la sección bruta de concreto (0.5 I_g), y si las rigideces de columnas y muros no agrietados se calculan con el momento de inercia total de la sección bruta de concreto. En vigas T, la sección bruta incluirá los anchos de patín especificados en la sección 2.2.3. En estructuras constituidas por losas planas, las rigideces se calcularán con las hipótesis de la sección 8.3. (NTC, 2017, p. 13).

3.4 Ductilidad y articulaciones plásticas en la estructura

En el diseño sismorresistente, los elementos son diseñados para que se comporten de manera inelástica durante la acción del sismo, con lo que se busca que alcance una deformación máxima antes de que ocurra la falla. Si un miembro puede soportar grandes deformaciones antes de que falle, se denomina elemento dúctil, si la falla ocurre inmediatamente después de que se alcance la resistencia máxima el elemento es frágil.

Siendo el concreto reforzado una combinación de dos materiales: uno frágil y uno dúctil (concreto y acero respectivamente), su ductilidad depende de la cantidad de refuerzo que tenga una sección, una sección con mucho acero no significa una sección más resistente.

Cuando una sección trabaja a flexión, se presentan tres casos:

- El concreto falla a compresión antes que el acero a tensión. Esto ocurre cuando se tienen grandes cantidades de acero haciendo que el acero presente una resistencia mucho mayor al concreto. A este caso corresponde una falla frágil.
- El refuerzo falla a tensión antes que el concreto a compresión. El acero seguirá presentando deformaciones antes de que el concreto falle, a esto se le conoce como una falla dúctil en la estructura
- El refuerzo y el concreto alcanzan la falla al mismo tiempo. Esto se logra cuando el concreto llega a su deformación máxima al mismo tiempo que el acero alcanza su esfuerzo de fluencia y se conoce como falla balanceada.

3.4.1 Articulaciones plásticas

Para el análisis no lineal de la estructura se utiliza el concepto de articulación plástica, que puede ser representada a través de distintos modelos de cálculo y se caracteriza según la distribución de la plasticidad a lo largo del eje longitudinal de un elemento: (Sánchez Escudero & Vargas Sánchez, 2018)

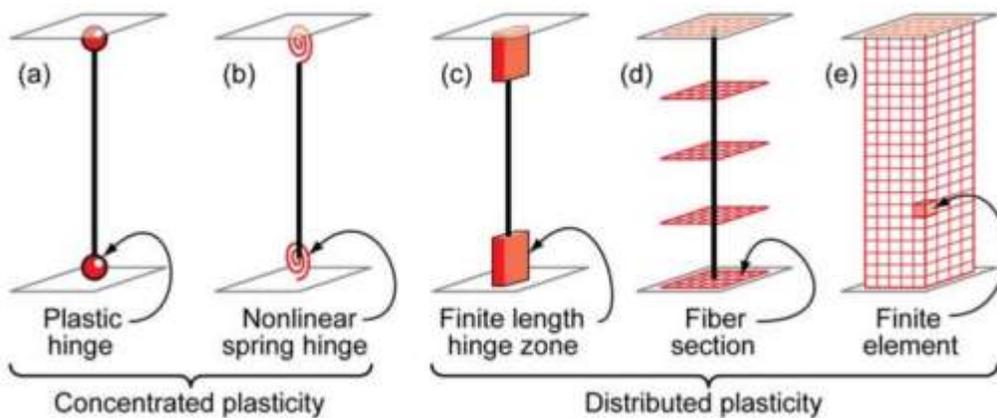


Figura 7. Modelación de articulaciones plásticas tomada de Sánchez Escudero y Vargas Sánchez, 2018

Una articulación plástica es una forma de disipar energía en una estructura. Cuando se alcanza el momento plástico en una sección, esta tiende a girar sin presentar algún incremento en el momento flexionante, comportamiento similar al de una articulación convencional, con lo que incrementa de igual manera la curvatura en la sección.

Al trabajar con articulaciones plásticas es necesario tener muy bien definidos los modelos esfuerzo-deformación de los materiales que forman la estructura, en este caso, acero y concreto, con lo que se obtiene la relación momento-curvatura de la sección para después transformarlo a un diagrama momento-rotación. Con la suposición que la curvatura de la sección se mantiene constante en su rango inelástico, la rotación se obtiene con la multiplicación de la curvatura y la longitud de la zona plástica. Según (Park & Paulay, 1974) esta longitud se puede estimar con 0.42 veces el peralte total del elemento.

3.4.2 Modelos constituyentes de los materiales

Los modelos constituyentes de los materiales son el establecimiento de ecuaciones empíricas, basadas en experimentación numérica, para el comportamiento de distintos materiales cuando se someten a una deformación. Particularmente se representan con gráficas que relacionan la deformación axial unitaria de un elemento (el eje de las abscisas) contra el esfuerzo que actúa en la sección (eje de las ordenadas).

3.4.2.1 Modelo de Mander para concreto reforzado

En 1988, (Mander et al., 1988) introduce un modelo de esfuerzo deformación en el concreto reforzado donde se considera la influencia del confinamiento de la sección mediante refuerzo transversal (estribos) circular o rectangular y se observa un incremento importante en la resistencia de la sección.

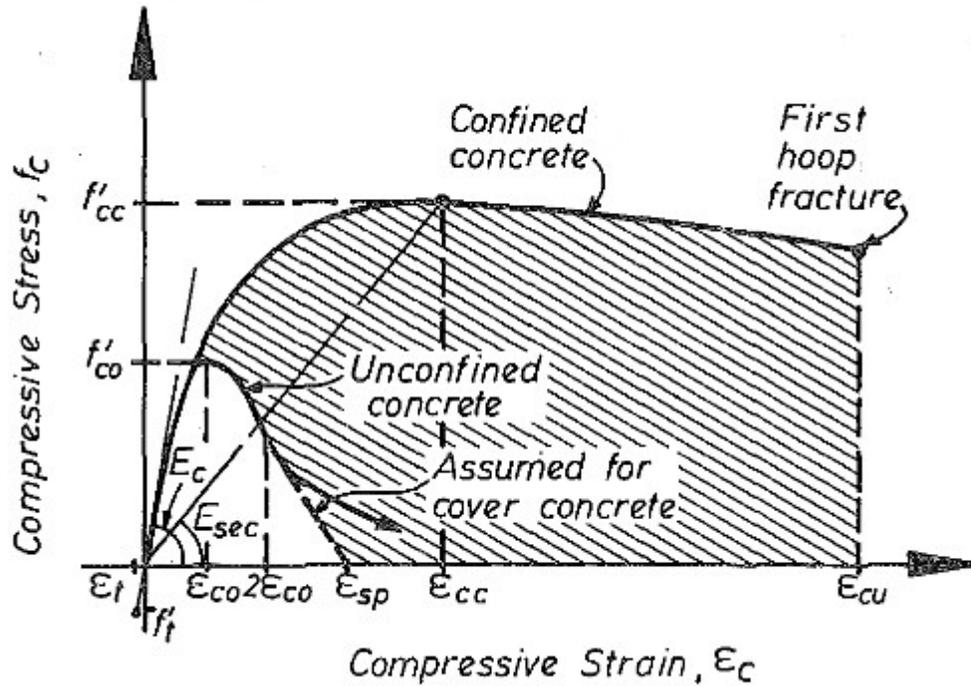


Figura 8. Modelo de Mander para concreto reforzado, tomado de Mander et al., 1988

De la figura 8 se puede apreciar el notable incremento en la resistencia del concreto cuando este se confina a través de refuerzo transversal apropiado tanto en separación y arreglo (múltiples estribos o ramales) en comparación al concreto donde no se considera su confinamiento mediante los estribos (zona sin sombreado de la figura).

El modelo de Mander es representado de manera general mediante las siguientes ecuaciones:

$$f_c = \frac{f'_{cc} * x * r}{r - 1 + x^r}$$

Donde f'_{cc} es la resistencia a compresión en el concreto (definida más adelante).

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$$

ϵ_c es la deformación longitudinal,

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} \right) - 1 \right]$$

Donde f'_{co} y ϵ_{co} representan la resistencia en el concreto sin confinar y su deformación longitudinal respectivamente (generalmente se puede asumir $\epsilon_{co}=0.002$) y,

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

Donde E_c es el módulo de elasticidad del concreto en Mega Pascales, obtenido de

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}}$$

Y E_{sec} se obtiene con:

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}}$$

La resistencia a compresión del concreto confinado f'_{cc} se obtiene con

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_i}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_i}{f'_{co}} \right)$$

$$f'_i = \frac{1}{2} (k_e)(\rho_s)(f_y h)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2ds}\right)^2}{1 - \rho_{cc}}$$

Donde f_i es la presión lateral ejercida por el confinamiento transversal, k_e es el coeficiente de confinamiento efectivo, ρ_{cc} es el índice de refuerzo longitudinal con respecto al área de la sección confinada (núcleo), s' es la separación libre vertical entre estribos, d_s es el diámetro del estribo y f_{yh} es el esfuerzo de fluencia del refuerzo de confinamiento.

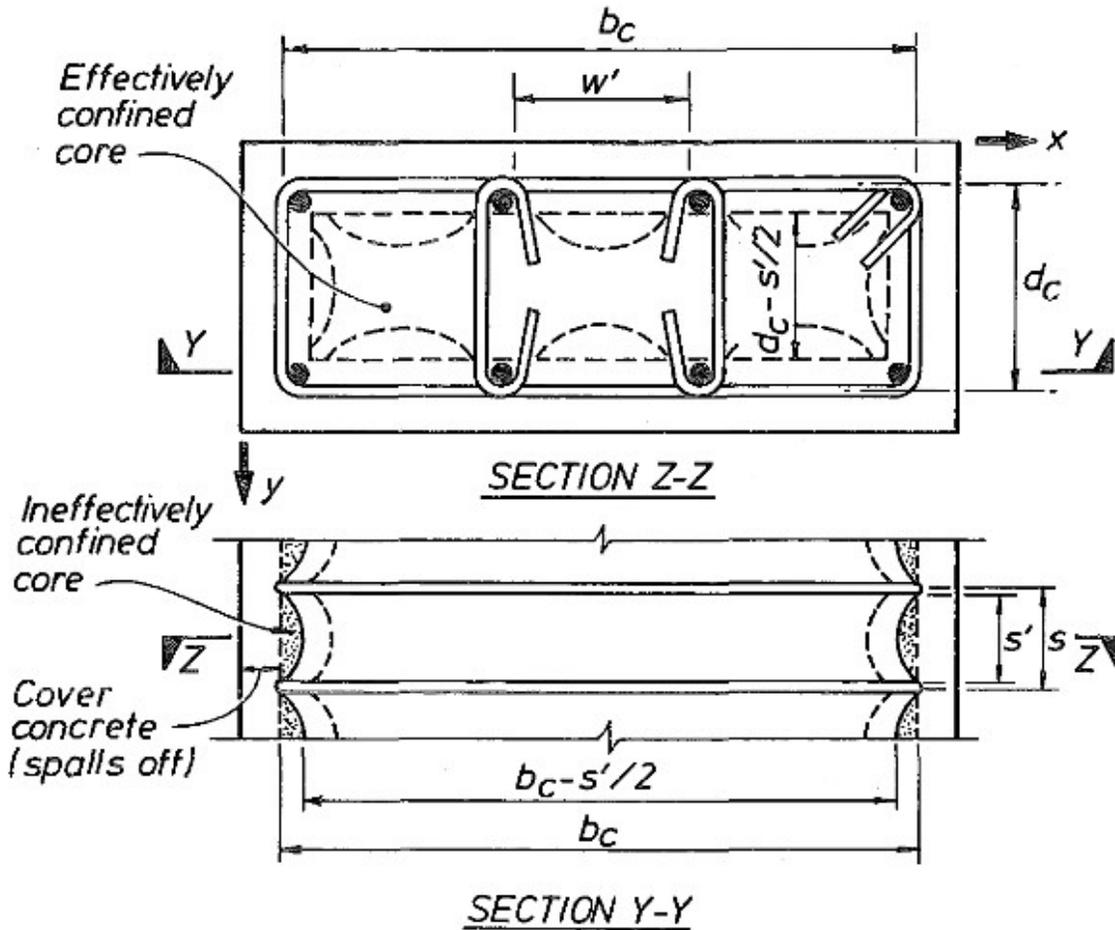


Figura 9. Columna rectangular confinada, tomada de Mander et al., 1988

3.4.2.1 Modelo de Park para acero de refuerzo

El modelo de Park para la deformación en el acero de refuerzo difiere principalmente del modelo simple en el área de endurecimiento por deformación en el acero donde, el modelo simple utiliza una curva parabólica y el modelo de Park utiliza una forma empírica como lo ejemplifica la figura 10.

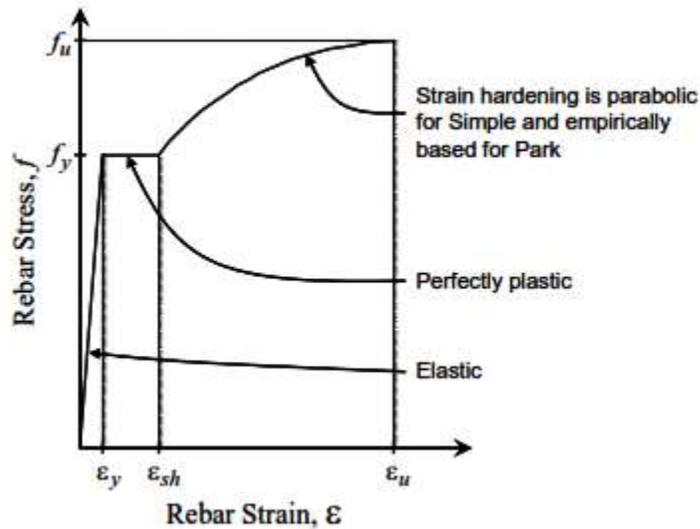


Figura 10. Gráfica esfuerzo deformación de acero de refuerzo

La curva es dividida en tres regiones: la primera es una región elástica, la segunda una perfectamente plástica y la tercera representa el endurecimiento por deformación del acero, estas regiones se definen mediante las ecuaciones:

Para la región elástica:

$$f = E\varepsilon$$

Para la región plástica ($\varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon_u$)

$$f = f_y \left(\frac{m(\varepsilon - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right)$$

Donde

$$r = \varepsilon_u - \varepsilon_{sh}$$

$$m = \frac{\left(\frac{f_u}{f_y}\right) (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2}$$

ε es la deformación en la barra

f es el esfuerzo en la barra

E es el módulo de Elasticidad del acero

Fy: esfuerzo de fluencia

Fu: la capacidad última de la barra

esh: la deformación en la barra al inicio del endurecimiento

eu: la deformación última en la barra

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E}$$

(Computers and Structures Inc, 2008)

Todos los parámetros de deformaciones se pueden obtener de análisis experimentales, las normas técnicas complementarias de la Ciudad de México establecen los siguientes parámetros:

Tabla 12. Parámetros para la elaboración de las gráficas esfuerzo deformación de acero de refuerzo tomada de NTC 2017

Parámetros para la elaboración de las gráficas esfuerzo deformación de acero de refuerzo tomada de NTC 2017

Parámetros	Grado 42		Grado 52		Grado 56	
	Mpa	kg/cm2	Mpa	kg/cm2	Mpa	kg/cm2
fy	457	4,487	590	5,787	611	5,995
fsu	742	7,280	832	8,160	797	7,820
fsh1	612	6,000	815	7,500	764	7,200
Es	209,218	2,052,433	207,563	2,036,195	207,224	2,032,867
ey	0.0022		0.0028		0.0029	
esh	0.0066		0.0101		0.0093	
esu	0.11		0.0977		0.1001	
esh1	0.0248		0.0406		0.0375	
F	4.03 (3.47)		2.99		2.9	

3.4.3 Ductilidad en una estructura de concreto reforzado.

La ductilidad es definida como la propiedad que presenta un material a sufrir grandes deformaciones sin llegar a la fractura y se establece como el cociente que existe entre la curvatura, momento o desplazamiento último en una sección contra la curvatura, momento o desplazamiento asociado al comienzo de la fluencia en el refuerzo de la sección tratada. Del diagrama de momento curvatura se obtiene que la ductilidad es:

$$\mu = \frac{\varphi u}{\varphi y}$$

Donde φu es igual a la curvatura última y φy representa la curvatura de fluencia en la sección.

En la práctica, se busca que esta relación sea lo más grande posible, lo que significa que la curvatura última de la sección es mucho mayor que la curvatura de fluencia. Visto de otra forma, si la curvatura última en la sección fuera igual a la curvatura de fluencia, la ductilidad sería de 1.

Sin embargo, en la ingeniería sísmica es necesario hablar de ductilidad global en la estructura y de la capacidad de la estructura para disipar energía e incursionar en el rango plástico gracias a la formación de articulaciones, o rótulas, plásticas. Usualmente, la ductilidad global de las estructuras se considera en los reglamentos y códigos de diseño mediante un coeficiente que reduce el espectro de diseño sísmico. En la normativa mexicana, se denomina factor de comportamiento sísmico Q. Cabe mencionar que, en la gran mayoría de las estructuras, la formación de articulaciones plásticas se espera en los extremos de las trabes o en el inicio de las columnas a nivel de la cimentación, de lo contrario, la funcionalidad y estabilidad de la estructura pudiera estar comprometida durante un sismo.

La relación de ductilidad global y local es difícil de establecer, sin embargo, Paulay y Priestley presentan la siguiente relación para dicho efecto:

$$\mu\phi = 1 + \frac{\mu\delta - 1}{3\left(\frac{l_p}{l}\right)\left[1 - 0.5\frac{l_p}{l}\right]}$$

Donde l_p representa la longitud de la articulación plástica y puede ser tomada, de manera simplificada y conservadora como la mitad del peralte de la sección. (Rodríguez Morales, 2015).

3.4.4 Reserva de ductilidad por curvatura.

Siendo M_d el momento esperado ante un sismo de gran magnitud, se tiene la curvatura asociada a ese momento ϕ_d , con lo que se define la demanda de ductilidad en el sistema por curvatura:

$$\mu_d = \frac{\phi_d}{\phi_y}$$

La reserva de ductilidad en una sección se define como la diferencia entre su capacidad de ductilidad y la demanda de ductilidad:

$$\mu_r = \frac{\phi_u}{\phi_y} - \frac{\phi_d}{\phi_y}$$

Mientras mayor sea la reserva de ductilidad en los elementos que forman un sistema estructural, mejor será el comportamiento sísmico del mismo, permitiendo la disipación de energía y la distribución de momentos a elementos que no se encuentren sobre cargados.

3.4.5 Índices de daño sísmico local.

Una parte importante del diseño sísmico es cuantificar el comportamiento no lineal esperado de una edificación, lo que significa, entre otras cosas, calcular el índice de daño en el sistema.

Si el momento esperado M_d es igual al momento de fluencia M_y , el índice de daño es igual a cero y si el momento actuante M_d es igual al momento último M_u , entonces, el índice de daño será igual a uno. El índice de daño puede ser expresado por:

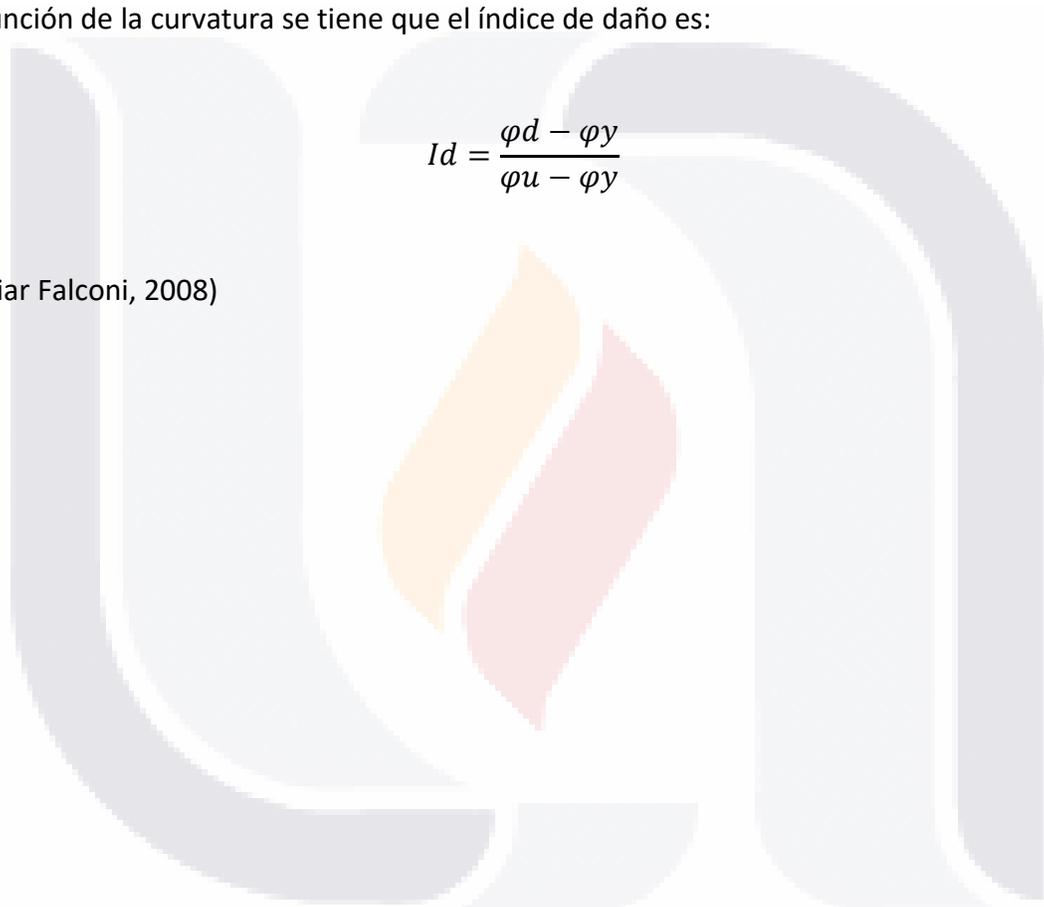
$$I_d = \frac{Md - My}{Mu - My}$$

De la ecuación anterior se puede concluir que si el momento último es igual al momento de fluencia, el índice de daño tiene a infinito.

En función de la curvatura se tiene que el índice de daño es:

$$I_d = \frac{\varphi d - \varphi y}{\varphi u - \varphi y}$$

(Aguilar Falconi, 2008)



IV. ESTABLECIMIENTO DEL MODELO DE ESTUDIO

Debida a la creciente tendencia de la construcción vertical de las ciudades, es necesario cambiar el enfoque de diseño estructural al, relativamente recién implementado, diseño por desempeño estructural.

Para el desarrollo de la metodología de desempeño estructural es imperativo establecer y trabajar sobre un modelo congruente y aplicable a una zona de estudio que sea favorecida por la metodología a desarrollar, sin perder de vista que puede ser implementada en cualquier área geográfica deseada.

4.1 Zona de estudio y características del modelo estructural.

La zona de estudio será la ciudad de Aguascalientes. En la tabla 13 se presentan las características dimensionales de los edificios más altos construidos en las últimas décadas en la ciudad.

Tabla 13. *Edificios más altos en Aguascalientes. Elaboración propia*

Edificios más altos de Aguascalientes. Elaboración propia

Edificios más altos en Aguascalientes, Aguascalientes.

Edificio	Niveles	Altura (m)	Construcción	Ancho (m)	Largo (m)	Año
1 Torre Rectoría UAA	12	54	Existente	22	52	2016
2 Terzetto III	18	70	En construcción	22	45	2020
3 Terzetto II	18	70	En construcción	22	45	2020
4 Terzetto I	19	75	Existente	22	45	2008
5 Hotel Marriot	17	70	Existente	29	95	2012
6 Torre Campestre	17	72	Existente	20	40	2009
7 Torre plaza Bosques	14	64	Existente	35	60	1994
8 Condominio Ags.	12	46	Existente	12	24	1970
9 Torre Bellavista	12	46	Existente	25	25	1980
10 Edificio INEGI	12	46	Existente	34	85	2011
11 La Perla Norte I	15	-	Proyectado	-	-	2020
12 La Perla Norte II	15	-	Proyectado	-	-	2020
13 La Perla Norte III	15	-	Proyectado	-	-	2020
14 La Perla Norte IV	15	-	Proyectado	-	-	2020
15 La Perla Norte V	15	-	Proyectado	-	-	2020
16 La perla Norte VI	15	-	Proyectado	-	-	2020
17 Torre Norte Calicantos	11	43	Existente	28	46	2016

18	Hilton Garden Inn Norte	11	41	Existente	20	58	2017
19	Hotel Punto 45	15	-	Proyectado	-	-	2020
20	Hotel Gran Plaza	13	53	Existente	39	45	2014
21	Corporativo Arko	12	-	Existente	-	-	1994
22	Hotel Fiesta Inn Patio	8	-	Existente	15	62	2018
23	Hyatt Place	10	-	Existente	12	21	2018
24	ICON 2	15	-	Proyectado	-	-	2020
25	MAC Torre 2	21	80	En construcción	-	-	2020
26	MAC Torre 1	15	-	En construcción	-	-	2020
27	Corporativo Miguel de la Madrid	15	-	Proyectado	-	-	2020
28	Edificio ICON 1	15	-	Proyectado	-	-	2020
29	Edificio ICON 2	15	-	Proyectado	-	-	2020
30	Torre Universidad	15	-	Proyectado	-	-	2020
31	Residencial Miguel de la Madrid	14	-	Proyectado	-	-	2020
32	Corp. Médica Norte I	12	-	Proyectado	-	-	2020
33	Corp. Médica Norte II	12	-	Proyectado	-	-	2020
34	Hotel Punto 45	12	-	Proyectado	-	-	2020
35	Corp. Eugenio Garza Sada	10	-	Proyectado	-	-	2020
36	Corporativo LLDL	10	-	Proyectado	-	-	2020
37	Residencial Eugenio Garza Sada	10	-	Proyectado	-	-	2020
38	St. Angelo Lofts	10	-	Proyectado	-	-	2020
39	Torre Telmex	9	-	Existente	24	24	1970
Promedio		14	55		24	48	

De la tabla 13 se observa que el promedio general en altura de las edificaciones son 14 niveles. De las edificaciones con información registrada se tiene un promedio de 4 m de altura por nivel, con lo que se estima una altura de 55 m para el modelo estructural a trabajar, junto con un ancho y largo de 24 y 48 m respectivamente.

En la tabla 14, 15 y 16 se presenta la información por categorías: “proyectados”, “existentes” y “en construcción”.

Tabla 14.

Edificios más altos en Aguascalientes, (Existentes). Elaboración propia.

Edificios más altos en Aguascalientes, Aguascalientes. (Existentes)

Edificio	Altura		Construcción	Ancho (m)	Largo (m)
	Niveles	(m)			
1 Torre Rectoría UAA	12	54	Existente	22	52
2 Terzetto I	19	75	Existente	22	45
3 Hotel Marriot	17	70	Existente	29	95
4 Torre Campestre	17	72	Existente	20	40
5 Torre plaza Bosques	14	64	Existente	35	60
6 Condominio Ags.	12	46	Existente	12	24
7 Torre Bellavista	12	46	Existente	25	25
8 Edificio INEGI	12	46	Existente	34	85
9 Torre Norte Calicantos	11	43	Existente	28	46
10 Hilton Garden Inn Norte	11	41	Existente	20	58
11 Hotel Gran Plaza	13	53	Existente	39	45
12 Corporativo Arko	12	-	Existente	-	-
13 Hotel Fiesta Inn Patio	8	-	Existente	15	62
14 Hyatt Place	10	-	Existente	12	21
15 Torre Telmex	9	-	Existente	24	24
Promedio	13	51		24	49

Tabla 15. *Edificios más altos en Aguascalientes (En Construcción). Elaboración propia.*

Edificios más altos en Aguascalientes (En Construcción). Elaboración propia.

Edificios más altos en Aguascalientes, Aguascalientes. (En construcción)

Edificio	Niveles	Altura (m)	Construcción	Ancho (m)	Largo (m)
1 Terzetto III	18	70	En construcción	22	45
2 Terzetto II	18	70	En construcción	22	45
3 MAC Torre 2	21	80	En construcción	-	-
4 MAC Torre 1	15	-	En construcción	-	-
Promedio	18	72		22	45

Tabla 16.

Edificios más altos en Aguascalientes. (Proyectados). Elaboración Propia

Edificios más altos en Aguascalientes, Aguascalientes. (Proyectados)

Edificio	Altura		Construcción	Ancho (m)	Largo (m)
	Niveles	(m)			
1 La Perla Norte I	15		- Proyectado	-	-
2 La Perla Norte II	15		- Proyectado	-	-
3 La Perla Norte III	15		- Proyectado	-	-
4 La Perla Norte IV	15		- Proyectado	-	-
5 La Perla Norte V	15		- Proyectado	-	-
6 La perla Norte VI	15		- Proyectado	-	-
7 Hotel Punto 45	15		- Proyectado	-	-
8 ICON 2	15		- Proyectado	-	-
9 Corporativo Miguel de la Madrid	15	-	Proyectado	-	-
10 Edificio ICON 1	15		- Proyectado	-	-
11 Edificio ICON 2	15		- Proyectado	-	-
12 Torre Universidad	15		- Proyectado	-	-
13 Residencial Miguel de la Madrid	14	-	Proyectado	-	-
14 Corp. Médica Norte I	12		- Proyectado	-	-
15 Corp. Médica Norte II	12		- Proyectado	-	-
16 Hotel Punto 45	12		- Proyectado	-	-
17 Corp. Eugenio Garza Sada	10		- Proyectado	-	-
18 Corporativo LLDL	10		- Proyectado	-	-
19 Residencial Eugenio Garza Sada	10	-	Proyectado	-	-
20 St. Angelo Lofts	10		- Proyectado	-	-
Promedio	14	54		-	-

De las tablas 13, 14 y 15 se puede concluir que la altura promedio de los edificios construidos en Aguascalientes desde la década de los 70 hasta principio del siglo XXI es de 13 niveles (51 m). Sin embargo, a partir del año 2010 se cobra una tendencia a construir edificios más altos, los cuales se observan en la tabla 14 con una altura promedio de 72 m (18 niveles). Es interesante observar, de la tabla 15, que la altura promedio de los edificios proyectados para la ciudad de Aguascalientes hacia la década de 2020 se reduce a 14 niveles

(54 m en promedio). La tabla 16 y las figuras 7 y 8 muestran una proyección de las alturas de edificaciones en Aguascalientes.

Tabla 17.

Promedio de alturas en edificaciones de Aguascalientes. Elaboración Propia.

Clase (Año)	Niveles
1970	11
1980	12
1994	13
2008	19
2009	17
2011	12
2012	17
2014	13
2016	12
2017	11
2018	9
2020	14

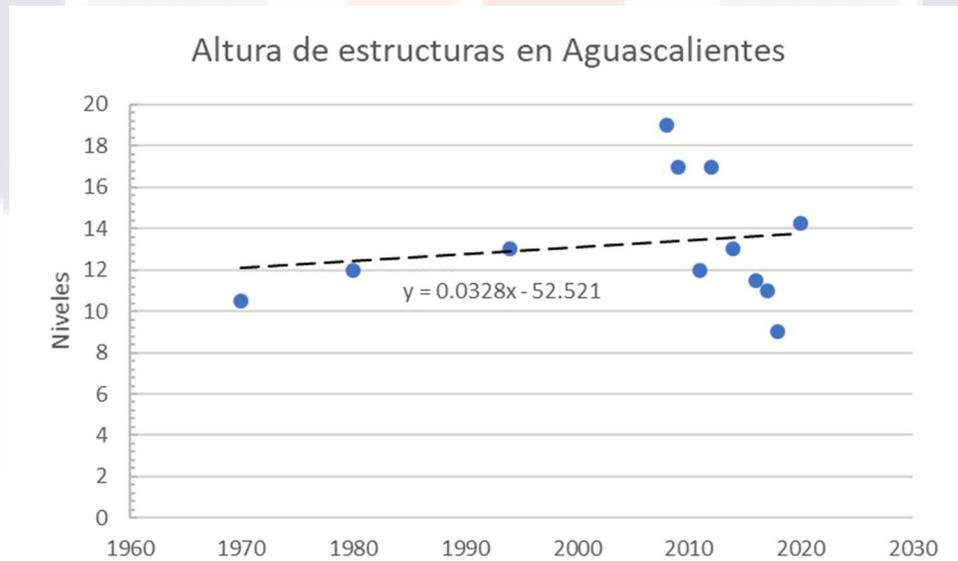


Figura 11. Proyección de las alturas en edificaciones de Aguascalientes. Elaboración propia.

De la figura 11, por medio del método de los mínimos cuadrados, se observa la ecuación de ajuste lineal: $y=0.0328x-52.521$ donde la variable independiente X representa el año de proyección y la variable dependiente Y significa la altura de las edificaciones en niveles.

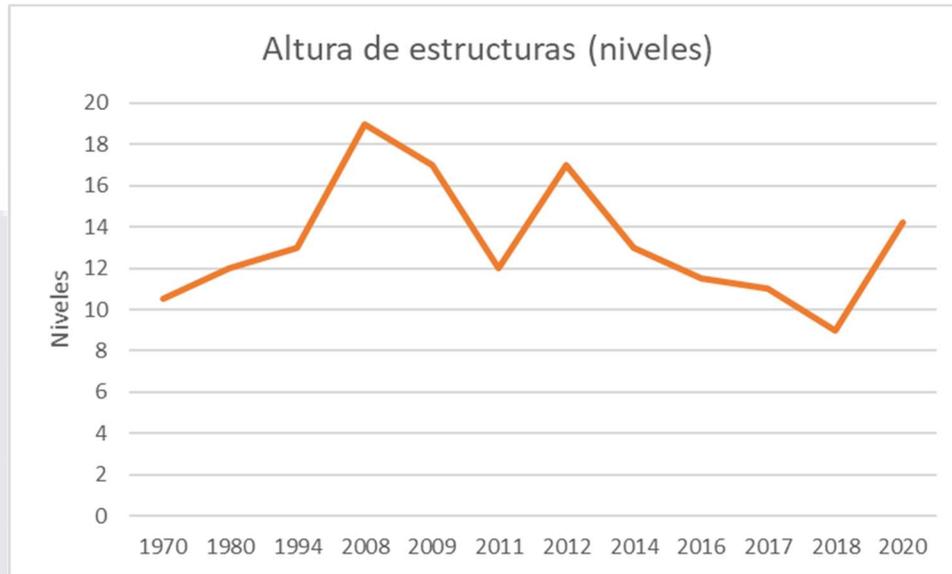


Figura 12. Altura en Niveles de las edificaciones de Aguascalientes. Elaboración propia.

De las figuras y tablas presentadas se concluye con las dimensiones para el modelo estructural a trabajar: 14 niveles (54 m) con un ancho y largo de 24 m y 48 m respectivamente dividido en claros de 8 m en cada sentido.

4.2 Campaña experimental.

4.2.1 Definición de modelo estructural

Debido a las características que conforman las ingenierías dentro de su clasificación como ciencias exactas, se trata de una investigación del tipo no experimental dada la naturaleza teórica numérica de la tesis y al trabajo por realizar mayoritariamente de gabinete.

Los objetos de estudio serán los modelos estructurales con características base obtenidas del inciso 4.1 simulados mediante software especializado en el tema y se recolectarán los datos con su registro en la documentación pertinente.

El modelo a estudiar es un edificio regular de concreto reforzado de planta rectangular 24 m de ancho, 48 m de largo y 54 m de alto (14 niveles). En dirección X, paralelo al ancho del

edificio, se localizan columnas a cada 8 m dividiendo en 3 crujías el edificio. En dirección Y, ortogonalmente al eje X, se localizan columnas a cada 8 m dando lugar a 6 crujías en ese sentido. El modelo general está ilustrado en la figura 9:

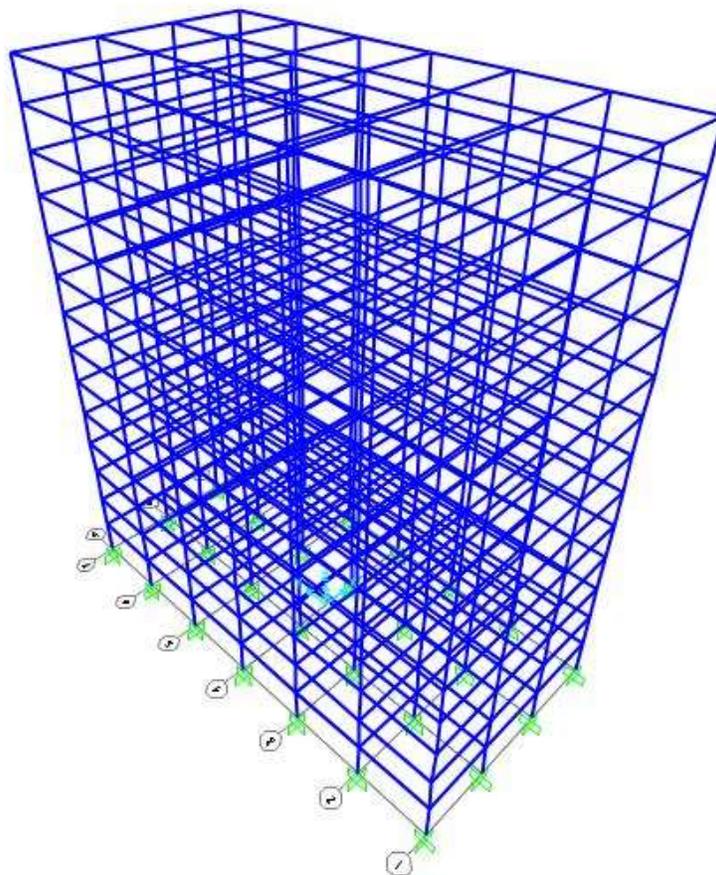


Figura 13. Modelo estructural. Elaboración propia con SAP 2000

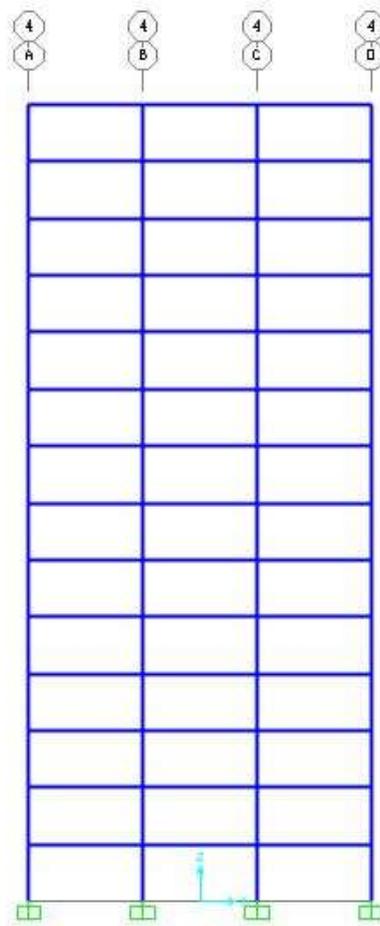


Figura 14. Marco tipo en dirección X. Elaboración propia.

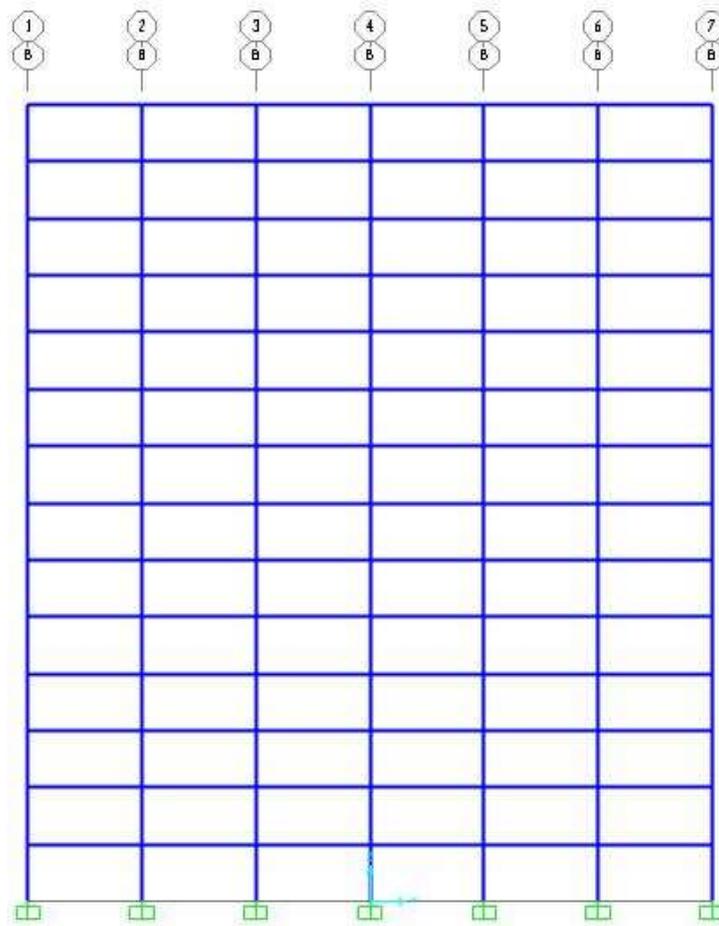


Figura 15. Marco tipo en dirección Y. Elaboración propia.

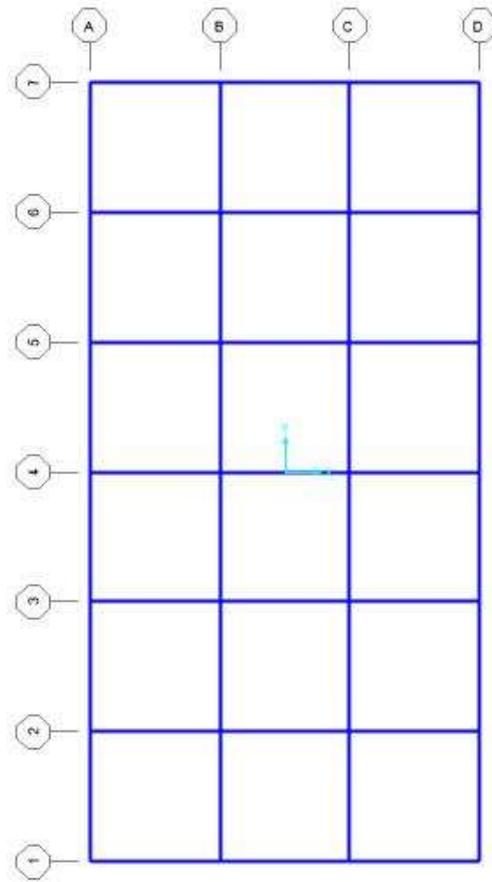


Figura 16. Planta tipo de modelo. Elaboración propia

4.2.2 Criterios de análisis

El modelo estructural generado en el software SAP 2000 tendrá las siguientes características de diseño y análisis.

4.2.2.1 Métodos de análisis

Se aplicarán sobre el modelo estructural el método de análisis estático no lineal, dinámico lineal y dinámico no lineal para conocer y evaluar el desempeño de la estructura bajo distintos códigos de diseño según los reglamentos de construcción pertinentes.

4.2.2.2 Reglamentos de construcción

Se utilizarán los siguientes reglamentos y códigos de construcción para el estudio del modelo estructural:

- Código Municipal de Construcciones del Municipio de Aguascalientes
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de la Ciudad de México 2017
- Análisis y Diseño de Edificaciones por Viento y Sismo de la Comisión Federal de Electricidad.
- Código de Diseño por Desempeño de FEMA.

4.2.2.3 Análisis de cargas

4.2.2.3.1 Acciones permanentes: carga muerta

Basados en las condiciones espaciales y geométricas del modelo estructural, se propone un sistema de entrepiso de losa aligerada en dos sentidos con un peralte mínimo recomendado por las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de la Ciudad de México obtenido a continuación:

Quando sea aplicable, podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo no es menor que el perímetro del tablero entre 250 para concreto clase 1 y 170 para concreto clase 2. En este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará 50 por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento cuando lo sean. En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con $a_2=2a_1$.

La limitación que dispone el párrafo anterior es aplicable a losas en que $f_s \leq 2520 \text{ kg/cm}^2$ y $w \leq 380 \text{ kg/m}^2$. Para otras combinaciones de f_s y w_s el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por: $0.182 \sqrt[4]{f_s * w}$ y $(0.032 \sqrt[4]{f_s * w})$ el valor obtenido según el párrafo anterior. En esta expresión f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en MPa y w es la carga uniformemente distribuida en condiciones de servicio, en kN/m^2 (f_s puede suponerse igual a $0.6 f_y$) (f_s y w en kg/cm^2 y kg/m^2 , respectivamente, en la expresión entre paréntesis).(NTC, 2017, p.57)

Los tableros de la losa son de 8 m por 8 m, siendo el material a utilizar concreto reforzado clasificado como clase 1 según las normas, acero de refuerzo convencional con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ($0.6 f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$), una carga uniforme w mayor a 380 kg/m^2 , considerando una unión monolítica entre la losa y sus apoyos y de la figura 13 se obtiene, para el tablero más desfavorable una condición de 2 lados discontinuos, el peralte mínimo recomendado para la losa nervada es:

$$\text{peralte mínimo} = (0.032^4 \sqrt{f_s * w}) \frac{\text{perímetro del tablero}}{250}$$

$$\text{peralte mínimo} = (0.032^4 \sqrt{2520 * 400}) \frac{8m + 8m + 1.25(8m) + 1.25(8m)}{250}$$

$$\text{peralte mínimo} = (1.014)14.4 \text{ cm} = 14.6 \text{ cm}$$

De la ecuación obtenida de las Normas Técnicas Complementarias se puede redondear a un valor del peralte efectivo mínimo de 15 cm, agregando un recubrimiento libre de 3 cm obtenemos un peralte mínimo de la losa de 18 cm, con lo que se propone un peralte mínimo en la losa nervada de 20 cm.

El análisis de cargas muertas se presenta en la tabla 18 y 19:

Tabla 18. Análisis de Carga Muerta en azotea.

Análisis de Carga Muerta en azotea. Elaboración propia.

CARGA MUERTA

Elemento	kg/m ²
Losa nervada en dos sentidos h=20 cm	250
Carga adicional por colado, obtenida del reglamento	40
Relleno e Impermeabilización	75
Aplanado y plafón	15
Total	380

Tabla 19.

Análisis de carga muerta en entrepiso. Elaboración propia

CARGA MUERTA

Elemento	kg/m ²
Losa nervada en dos sentidos h=20 cm	250
Carga adicional por colado, obtenida del reglamento	40
Vitropiso y mortero	85
Aplanado y plafón	15
Sobrecarga por muros divisorios	345
Total	735

4.2.2.3.2 Acciones variables: carga viva

Del reglamento de construcciones para el municipio de Aguascalientes, se obtiene una carga viva según la tabla 20: (Gobierno del Estado de Aguascalientes, 1998)

Tabla 20. Cargas Vivas. Extraído del Reglamento de Construcciones para el Municipio de Aguascalientes.

Cargas Vivas. Extraído del Reglamento de Construcciones para el Municipio de Aguascalientes.

CARGA VIVA

Tipo de destino	Wm kg/m ²	Wa kg/m ²	W kg/m ²
1) Habitación (Casas Habitación, Departamentos, Dormitorios, Cuartos de Hoteles, Internados, Cuarteles, Cárceles, Correccionales, Hospitales y Similares)	200	90	70
2) Cubiertas y azoteas:			
Pendiente no mayor del 5%	100	70	15
Pendiente del 6% al 10%	60	30	10
Pendiente del 11% al 20%	40	20	5
Pendiente mayor de 20%	30	20	5

4.2.2.3.3 Acciones accidentales: carga por sismo

La carga sísmica actuante en la estructura será la obtenida a través del método estático, dinámico modal y dinámico espectral.

4.2.2.3.3.1 Espectro de Diseño Sísmico

El espectro de Diseño Sísmico se construirá a partir de las Recomendaciones de Diseño Sísmico proporcionadas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2015) con ayuda del software PRODISIS. Se estudiará también una comparativa del Espectro de Diseño construido con PRODISIS y el espectro construido con base en los comentarios del Código Municipal de Aguascalientes en su edición 2015, (Gobierno del Estado de Aguascalientes, 2015), que a su vez se apoya en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México en su versión 2004 (NTC, 2004).

En la tabla 21 se presenta una comparativa de los parámetros para la construcción del Espectro de Diseño Sísmico.

Tabla 21. Parámetros para construcción de Espectro de Diseño Sísmico

Parámetros para construcción de Espectro de Diseño Sísmico. Elaboración propia.

Parámetro	Tipo de Terreno I		Tipo de Terreno II	
	PRODISIS	CÓDIGO	PRODISIS	CÓDIGO
c (aceleración máxima espectral) ^c	0.129 ^b	0.105	0.514 ^b	0.24
a (aceleración máxima del terreno) ^c	0.05 ^b	0.04	0.135 ^b	0.08
Ta (Límite inferior de la meseta, s)	0.1	0.1	0.2	0.2
Tb (Límite superior de la meseta, s)	0.6	0.6	1.4	1.5
Tc (Segundo descenso del espectro, s)	2.0	-	2.0	-
r (factor que controla la caída del espectro)	1/2	1/2	2/3	2/3

k (factor que controla la segunda caída del espectro)	1.5	-	1.0	-
---	-----	---	-----	---

^a Para una zona de sismicidad clasificación B

^b Considerando una estructura del Tipo B1. Según CFE 2015

^c Aceleraciones expresadas como una fracción de la aceleración de la gravedad (981 cm/s²)

De la tabla 21 se puede observar que, en su versión 2015 el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad considera una segunda caída en el espectro sísmico que el Código Municipal de Aguascalientes 2015 no considera. De igual forma, CFE considera una clasificación más amplia de las estructuras.

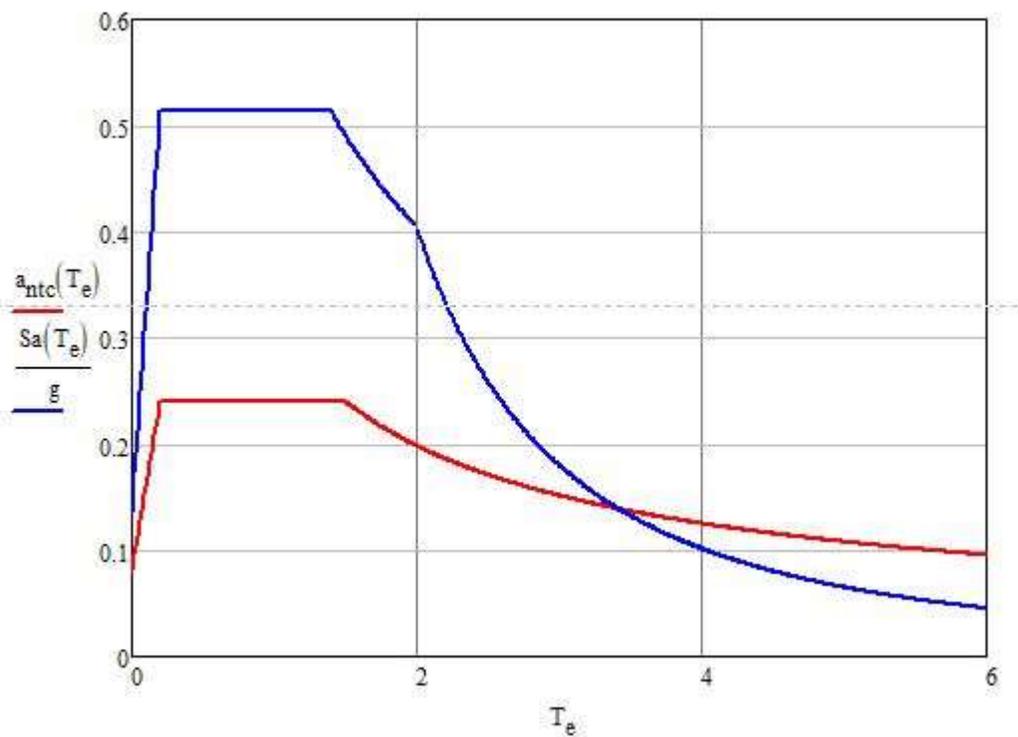


Figura 17. Espectros de Diseño Transparentes. Elaboración propia con MATHCAD.

En la figura 17 se observan los Espectros de Diseño Sísmicos Transparentes normalizados con la aceleración de la gravedad. En azul, se dibuja el espectro considerado por el software PRODISIS y en rojo el espectro construido con las recomendaciones del Código Municipal de Aguascalientes y las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo de la

Ciudad de México, 2004. Es posible observar un incremento en los valores de las aceleraciones sísmicas conforme se actualizaron los códigos de diseño en el 2015.

Los espectros construidos serán modificados por sus factores de reducción según sea el caso: Factor de comportamiento sísmico Q , factor por amortiguamiento de la estructura β , factor por sobrerresistencia R_o , factor por redundancia ρ y factor de corrección por regularidad de la estructura α para el análisis de la estructura.

4.2.2.3.3.2 Espectro de Diseño Sísmico Reducido

Según las características de la estructura, haciendo referencia a las recomendaciones de CFE 2015, el espectro de diseño sísmico se puede modificar con los factores de reducción aplicables al proyecto:

- Amortiguamiento: se considera un 5% siendo una estructura dúctil de concreto
- Factor de comportamiento Sísmico Q : 4 según las características de ductilidad de la estructura enunciadas en la sección 3.3.1.1 de las Recomendaciones de Diseño de (CFE, 2015). Dicho factor será revisado posteriormente conforme al desempeño de la estructura.
- Factor por sobrerresistencia: 2.5 acorde a la sección 3.3.1.3 de (CFE, 2015).
- Factor por redundancia ρ : 1.25, sección 3.3.1.4 de (CFE, 2015)
- Factor de corrección por regularidad α : 1 siendo la estructura regular según la sección 3.3.2.4 de las recomendaciones (CFE, 2015).

Con dichos factores de reducción se construyen los espectros presentados en las figuras 18 y 19 acorde a PRODISIS y al Reglamento de la Ciudad de Aguascalientes, respectivamente

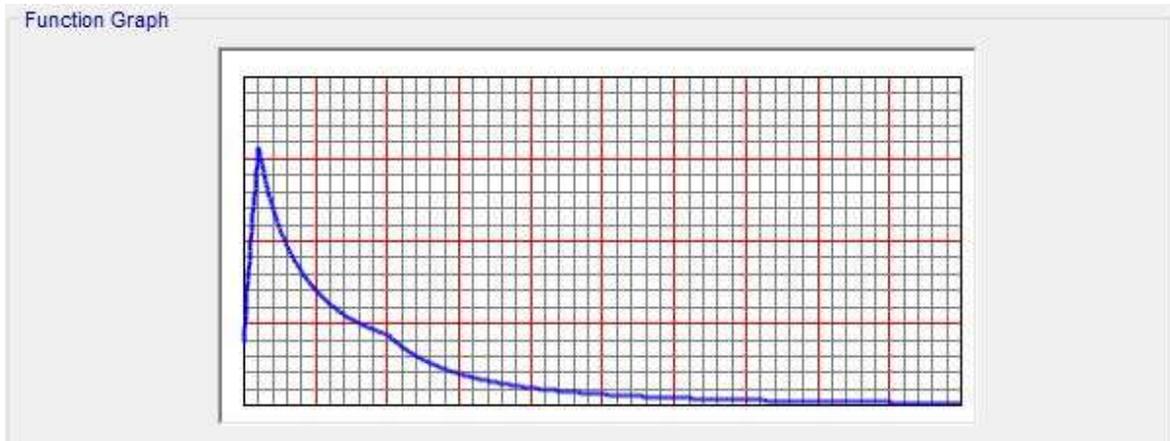


Figura 18. Espectro Reducido para la ciudad de Aguascalientes. Construido con los parámetros de PRODISIS.

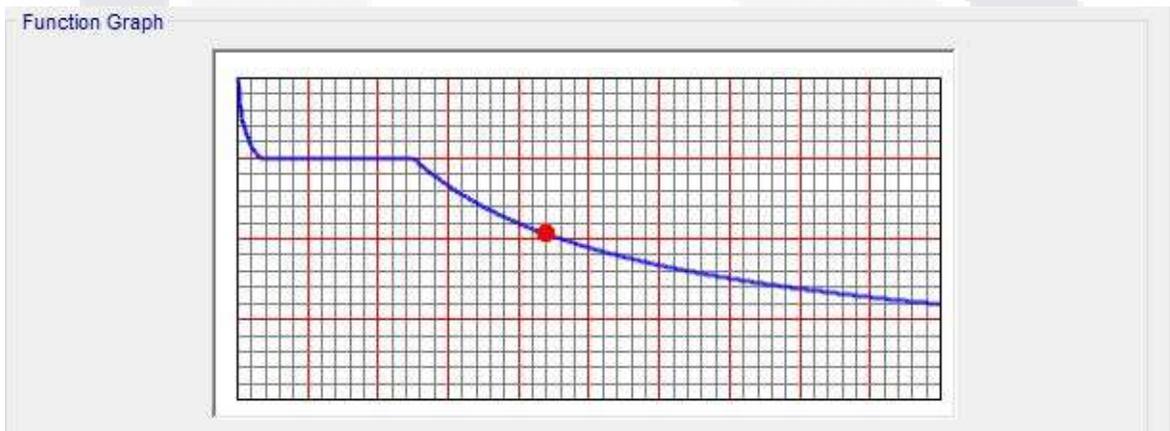


Figura 19. Espectro Reducido para la ciudad de Aguascalientes. Construido con los parámetros del Código Municipal AGS

De la figura 19 se puede observar una caída inicial en el espectro según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC, 2004) debida a la consideración del Factor de Reducción por Comportamiento Sísmico Q' :

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1)$$

Donde T es el periodo fundamental de la estructura, T_a es el límite inferior de la meseta para el espectro de diseño sísmico y Q es el factor de comportamiento sísmico según la

ductilidad asumida de la estructura. De la ecuación anterior se puede deducir que cuando el periodo fundamental de la estructura es igual a cero, el segundo término de dicha ecuación será igual a cero y, por lo tanto, el Factor de Reducción por Comportamiento Sísmico Q' será el más pequeño posible, es decir, tendrá un valor de 1 lo que ocasionará la menor reducción posible en la ordenada espectral siendo Q' parte del denominador para la reducción de las acciones sísmicas de diseño. Con el incremento del periodo fundamental T , Q' toma un valor mayor ocasionando el primer descenso de la curva del espectro de diseño sísmico.

4.2.2.4 Combinaciones de cargas

Las combinaciones de carga, acorde con (ACI, 2019) se presentan en la tabla 22:

Tabla 22. Combinaciones de Carga. Extraído de ACI, 2019

Combinaciones de Carga. Extraído de ACI, 2019

Combinación de Carga
1.4 D
1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr o S o R)
1.2 D + 1.6 (Lr o S o R) + 1.0 (L o 0.5 W)
1.2 D + 1.0 W + 1.0 L + 0.5 (Lr o S o R)
1.2 D + 1.0 E + 1.0 L + 0.2 S
0.9 D + 1.0 W
0.9 D + 1.0 E

D: Carga Muerta

L: Carga Viva

Lr: Carga Viva Reducida

W: Carga por viento

S: Carga por nieve

R: Carga por lluvia

E: Carga por Sismo

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de Las Edificaciones las combinaciones de acciones serán:

a) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva de la sección 6.1, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en la mencionada sección; y

b) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con la sección 3.4.

c) Los criterios de diseño para cargas de viento y sismo, así como para el de cimentaciones, se presentan en las normas técnicas correspondientes. Se aplicarán los factores de carga que se presentan en la sección 3.4. (NTC, 2017b, p. 691).

La sección 3.4 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones del Diseño Estructural de las Edificaciones, correspondiente a los factores de carga enuncia lo siguiente:

Para determinar el factor de carga F_c , se aplicarán las siguientes reglas:

a) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.a, se aplicará un factor de carga de 1.3 para las cargas permanentes y 1.5 para las variables.

Cuando se trate de edificaciones del Grupo A, los factores de carga para este tipo de combinación se tomarán iguales a 1.5 y 1.7, para cargas permanentes y variables, respectivamente.

b) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.b, se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación;

c) Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9; además, se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable de acuerdo con la sección 2.2; y

d) Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario (NTC, 2017b, p. 692).

Sobre el tipo de acciones, según su duración, las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones del Diseño Estructural de las Edificaciones establecen lo siguiente:

Se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima:

a) Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta; el empuje estático de suelos y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos;

b) Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales

que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado;y

c) Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; las cargas de granizo; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones (NTC, 2017c).

Para el estudio de este trabajo se hará uso de los factores de carga estipulados en el reglamento del American Concrete Institute (ACI, 2019)

4.2.2.5 Secciones en Estructura

Las secciones utilizadas en el modelo estructural se presentan en las tablas 22 y 23 para las columnas y las trabes respectivamente.

Tabla 23. Resumen de Columnas en Estructura

Resumen de columnas en estructura

RESUMEN DE SECCIONES EN COLUMNAS

NIVEL	SECCIÓN (cm)	As (cm2)	Refuerzo longitudinal	Ro	Refuerzo Transversal
9-14	60x60	79.81	28 # 6	0.022	2E#4@15
5-8	80x80	141.88	28 # 8	0.022	2E#4@15
1-4	100x100	162.15	32 # 8	0.016	2E#4@15

Tabla 24.

Resumen de secciones en trabes de estructura

RESUMEN DE SECCIONES EN TRABES PRINCIPALES						
NIVEL	SECCIÓN (cm)	As (cm ²)	L.I. As (cm ²)	Refuerzo		Refuerzo Transversal
				L.S. longitudina I L.I.	Refuerzo longitudina I L.S.	
14	60x50	10.13	13.93	8 # 4	11 # 4	E#3@20
9-13	60x70	14.25	25.65	5 # 6	9 # 6	E#4@15
5-8	70x80	19.95	28.50	7 # 6	10 # 6	E#4@15
1-4	80x80	20.27	30.40	4 # 8	6 # 8	E#4@15

V. METODOLOGÍA DE DISEÑO POR DESEMPEÑO

5.1 Análisis Estructural

Para el análisis estructural la revisión por desempeño de la estructura se realizaron tres modelos estructurales:

El primero considera únicamente la estructura esquelética, es decir, elementos tipo frame simulando las trabes y columnas con asignación de diafragmas rígidos en cada nivel de la estructura, presentado en las figuras 13, 14, 15 y 16.

El segundo modelo se constituye del modelo esquelético más elementos tipo shell para simular una losa maciza de espesor equivalente a la losa nervada de 20 cm de peralte, a través del área transversal comprendida en un ancho unitario de la losa nervada, se establece el ancho de losa equivalente de 9.5 cm de espesor. El modelo se presenta de forma general en la figura 20.

En el tercer modelo se simulan las nervaduras como elementos tipo frame unidos a su capa de compresión mediante un elemento tipo shell de 5 cm de espesor. Este modelo es presentado en la figura 21.

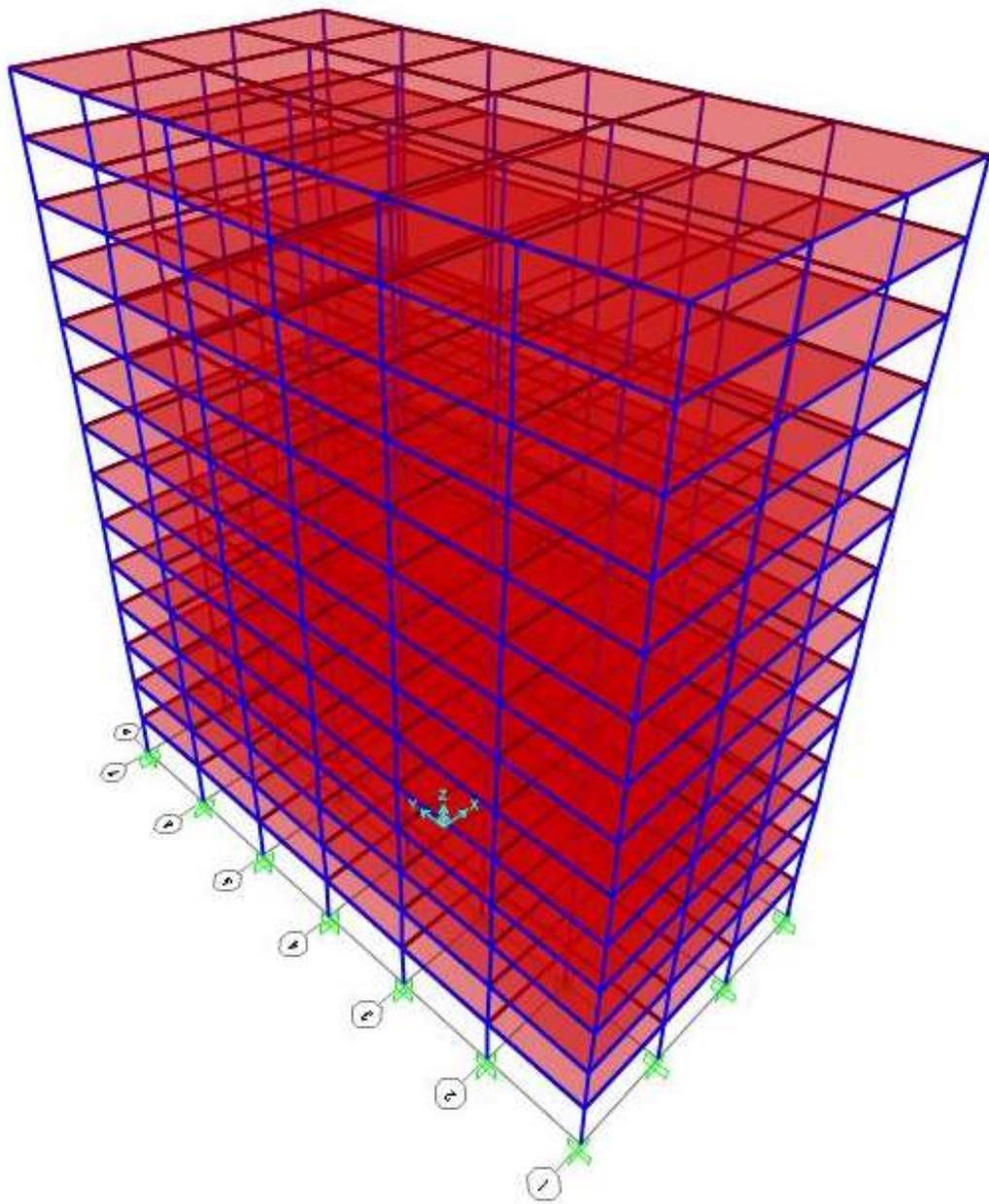


Figura 20. Modelo estructural de losa equivalente.

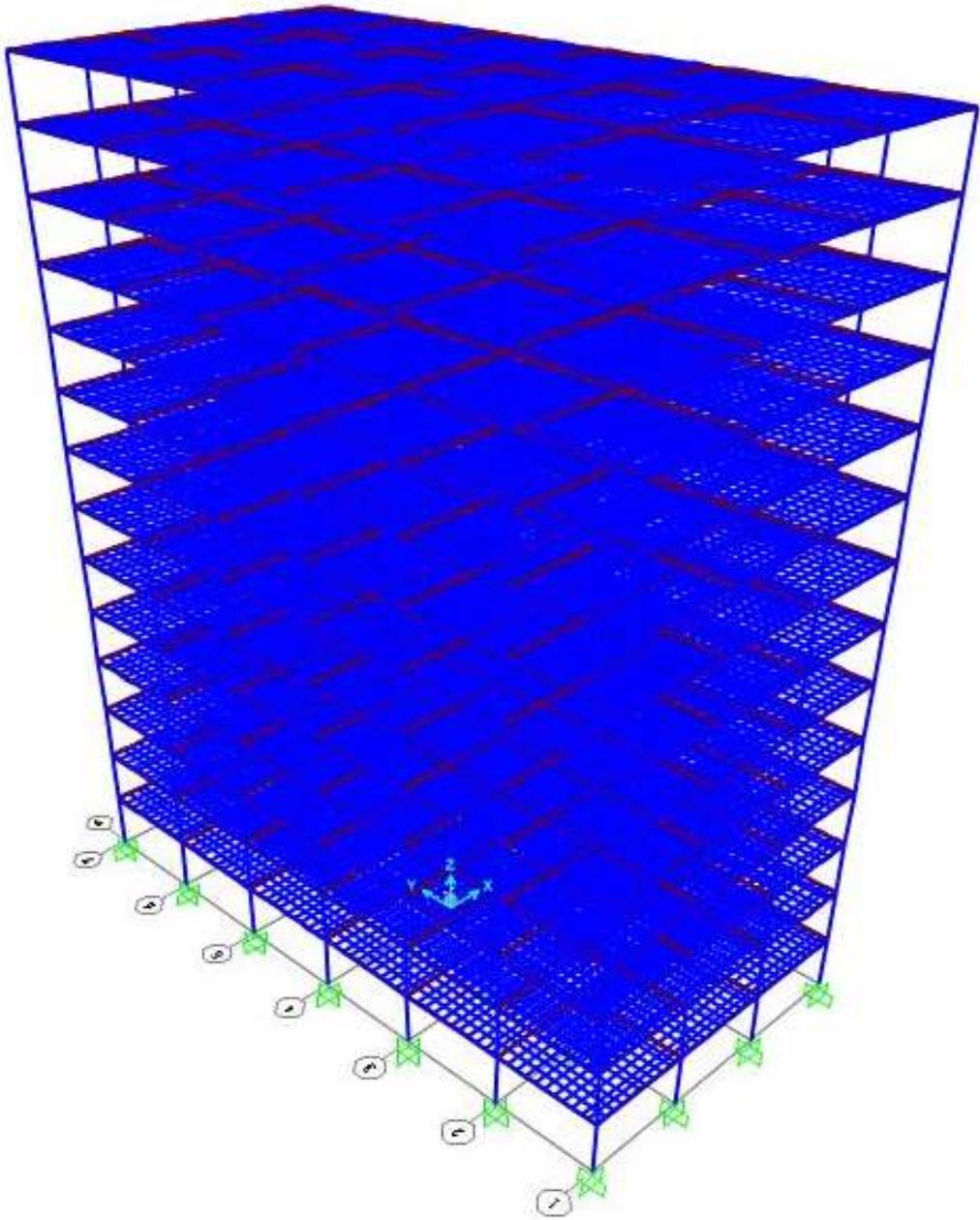


Figura 21. Modelo estructural con nervaduras y capa de compresión

5.2 Desplazamientos horizontales en estructura

Una vez establecidos los modelos estructurales, las cargas actuantes en la estructura y los espectros de diseños sísmicos, se procede a realizar el análisis.

Como una primera comparativa entre los tres modelos se investigan los desplazamientos horizontales en el nodo de los ejes D1 de la azotea.

Los resultados obtenidos se presentan de forma resumida en la tabla 24

Tabla 25. Desplazamientos en estructura

Desplazamientos en estructura

DIRECCIÓN	MODELO	ESPECTRO	Te (s)	ORDENADA ESPECTRAL REDUCIDA (g)	DESPLAZAMIENTO (cm)
X	Esqueletal	PRODISIS	1.96	0.035271	5
	Losa equivalente		2.12	0.030933	5.04
	Detallado		2.18	0.029282	5.049
	Esqueletal	REGLAMENTO	1.96	0.050201	7.09
	Losa equivalente		2.12	0.047642	7.74
	Detallado		2.18	0.046764	8.024
Y	Esqueletal	PRODISIS	1.84	0.036663	4.57
	Losa equivalente		1.99	0.034797	4.99
	Detallado		2.05	0.033041	5.008
	Esqueletal	REGLAMENTO	1.84	0.052360	6.48
	Losa equivalente		1.99	0.049695	7.08
	Detallado		2.05	0.048720	7.34

De la tabla 25 se puede observar las diferencias que existen entre los distintos detallados de la estructura: se puede observar el periodo fundamental mayor de los tres modelos en el modelo estructural más detallado; 2.18 s contra 1.96 s para el modelo esquelético en la dirección X y 2.05 s contra 1.84 s para el modelo esquelético en dirección Y, esto representa un incremento del 11% en el periodo fundamental según el detallado a usar. Debido a que, a periodos fundamentales más largos corresponden aceleraciones espectrales menores, las fuerzas sísmicas serán menos intensas para estructuras con periodos fundamentales grandes, a menos que el terreno tenga un periodo fundamental de movimiento similar. Se observan de igual forma, incrementos en los desplazamientos que pueden llegar a ser significativos según el espectro de diseño que se utilice además de la dirección de análisis en la estructura.

5.3. Revisión de cortante basal

Acorde al Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE, (CFE, 2015), si se utiliza un análisis dinámico modal para diseñar la estructura, se debe de verificar que el cortante actuante en la base de la estructura sea por lo menos el 70% del cortante basal que se obtendría mediante un análisis estático de la misma. La revisión se realiza en la tabla 26

Tabla 26.

Revisión de cortante basal en la estructura

DIRECCIÓN	MODELO	Te (s)	ORDENADA ESPECTRAL REDUCIDA (g)	Wt (ton)	Dinámico Vo (ton)	Vo/Wt	Estático 0.7 OER	REVISIÓN	DIFERENCIA (%)
X	Esqueletal	1.96	0.035271	19,098	463	0.024243	0.02469	NO CUMPLE	1.84
	Losa equivalente	2.12	0.031221	22,780	505	0.022169	0.021855	CUMPLE	-1.42
	Detallado	2.18	0.029548	23,942	510	0.021301	0.020684	CUMPLE	-2.90
Y	Esqueletal	1.84	0.036663	19,098	483	0.025291	0.025664	NO CUMPLE	1.48
	Losa equivalente	1.99	0.034797	22,780	561	0.024627	0.024358	CUMPLE	-1.09
	Detallado	2.05	0.033041	23,942	567	0.023682	0.023129	CUMPLE	-2.34

De la tabla 26 se puede concluir que la estructura prácticamente cumple con la revisión del cortante basal puesto que en los casos que no se cumple existe una diferencia de 2%, la cual no es significativa para el análisis.

5.4 Elementos mecánicos en trabe y columna según tipo de modelo

A continuación, se hará una comparativa en el resultado del análisis elástico lineal para los tres tipos de modelos en el trabajo. Se tomará como referencia el primer nivel del marco del eje 4, particularmente la columna del eje B y la trabe entre ejes B y C. Los resultados se

muestran en la tabla 27 para la envolvente de diseño y su elemento mecánico máximo correspondiente.

Tabla 27.

Elementos mecánicos en modelos estructurales

Elemento	Modelo	M33bot (kg*m)	M33top (kg*m)	M22bot (kg*m)	M22top (kg*m)	V22 (kg)	V33 (kg)	P (ton)
Columna Eje B	Esqueletal	-251733	54947	-	-51189	-76613	-	8834
	% dif. ^a	+267	+262	242372	+229	+266	73354	+944
	Losa equivalente	-68592	15185	-70609	-15580	20930	-	846
	Detallado	-281606	67975	285098	65140	-87335	-	11667
	% dif. ^a	+310	+348	+304	+318	+318	87351	+1279
		M33max (+) (kg*m)	M33max (-) (kg*m)	M22 max (+) (kg*m)	M22 max (-) (kg*m)	V22 (kg)	V33 (kg)	P (kg*m)
Trabe ejes B-C	Esqueletal	149179	369649	0	0	193845	0	0
	% dif. ^a	+535	+460	-100	-100	+555	-100	-100
	Losa equivalente	23473	66008	70.61	70.61	29575	75.18	2462
	Detallado	195000	467908	418	446	250495	545	29828
	% dif. ^a	+730	+609	+492	+532	+747	+625	+1112

^a Con respecto al modelo de Losa Equivalente, el elemento mecánico correspondiente.

De la tabla 27 se puede apreciar una diferencia considerable entre los modelos esqueletal y detallado contra el modelo de la losa equivalente, esto debido a que el peralte de la losa equivalente fue obtenido a través de su área transversal sin embargo las propiedades de

rigidez son bastante diferentes entre una losa de 20 cm de peralte y una losa de 9.5 cm, con lo que los momentos flexionantes en traves de este modelo varían significativamente.

5.5 Desplazamientos laterales incluyendo efectos P Delta (análisis estático no lineal)

Para el modelo estructural detallado, es decir, modeladas las nervaduras y la capa de compresión de 5 cm de espesor se realiza un análisis estático no lineal derivado del movimiento que induce el espectro de respuesta sísmico definido por el PRODISIS para las dos direcciones ortogonales principales: eje global X y eje global Y. Este tipo de análisis se obtiene mediante la definición de un caso de carga modal donde se tome la condición de rigidez de la estructura al final de otro caso de carga estático no lineal, previamente definido, para cargas gravitacionales tomando en cuenta los efectos P Delta en la estructura. Se toma como referencia el desplazamiento en la esquina D1. Los resultados obtenidos se resumen en la tabla 28.

Tabla 28. Desplazamientos en estructura según tipo de análisis

Desplazamientos en estructura según tipo de análisis

DIRECCIÓN	TIPO DE ANÁLISIS	DESPLAZAMIENTO (cm)
X	Estático lineal	5.049
	Estático lineal (inercias modificadas)	5.161
	Estático no lineal (P Delta)	5.052
Y	Estático Lineal	5.008
	Estático Lineal (inercias modificadas)	5.119
	Estático no lineal (P Delta)	5.010

5.6 Análisis Pushover de la estructura

Para determinar el desempeño de la estructura, se procede a realizar un análisis Pushover de la estructura.

Para este tipo de análisis es necesario definir y asignar primeramente articulaciones plásticas en los elementos verticales y horizontales de la estructura. El análisis consiste en cargar la estructura lateralmente y, progresivamente, incrementar la carga para llevar el edificio a su límite y obligar la plastificación de las secciones en dichas articulaciones. El software comercial SAP2000 ofrece la poderosa herramienta de realizar este tipo de análisis identificando en distintos colores el estado de la articulación plástica según el nivel de desempeño establecido por FEMA, dependiendo del comportamiento de la articulación plástica referente a la gráfica fuerza/desplazamiento definida en el SAP2000 por el usuario:

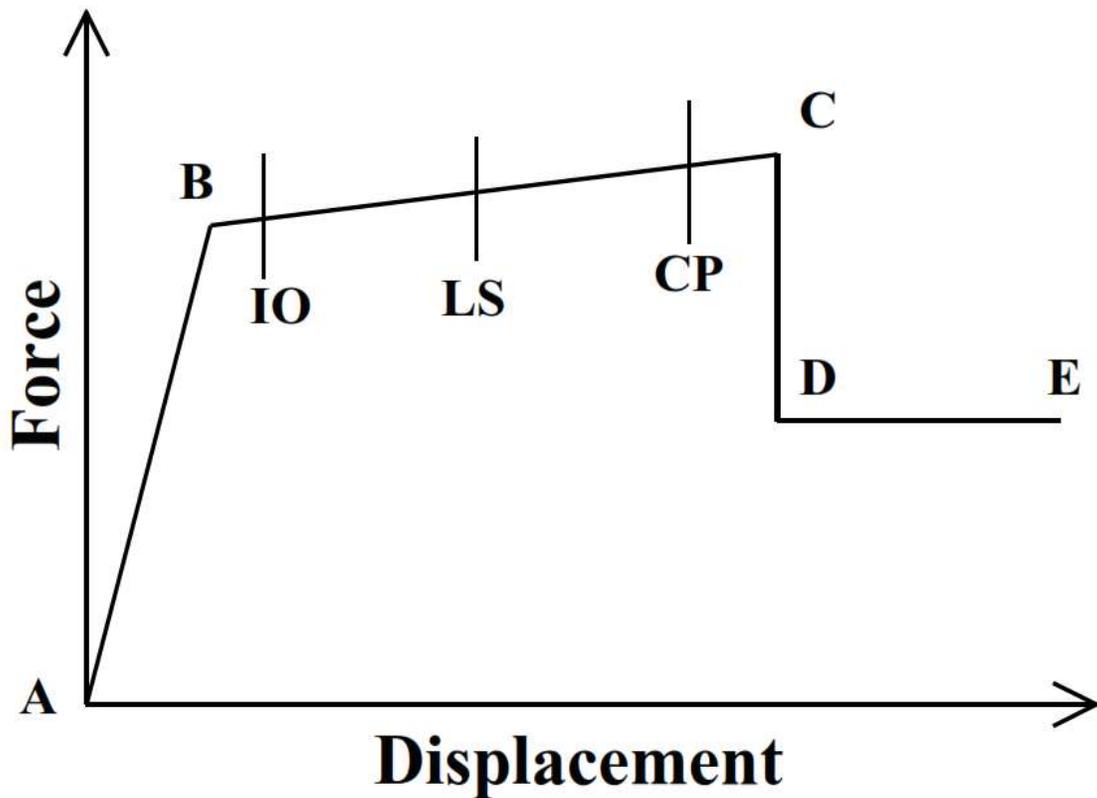


Figura 22. La curva A-B-C-D-E Fuerza Desplazamiento. Tomada de Computers and

Structures, 2017

El punto A siempre es el origen.

El punto B representa la fluencia del material. No existe deformación en la rótula hasta el punto B, independientemente del valor especificado para este punto por parte del usuario. El desplazamiento en el punto B será sustraído de las deformaciones en los puntos C, D y E. Sólo la deformación plástica más allá del punto B será mostrada por la rótula.

El punto C representa la capacidad última para el análisis Pushover. Sin embargo, es posible especificar una pendiente positiva entre C y D para distintos propósitos.

El punto D representa la resistencia residual para el análisis Pushover. Sin embargo, es posible especificar una pendiente positiva entre C-D y D-E para distintos propósitos.

El punto E significa la falla total. Más allá de este punto la rótula presentará una pérdida de carga hasta el punto F (no mostrado en la figura) directamente por debajo del punto E. Si no se desea que la rótula falle de esta forma, es posible especificar un valor grande para la deformación admitida en el punto E.

Es posible especificar medidas de deformación adicional en los puntos IO (immediate occupancy, ocupación inmediata por sus siglas en inglés), LS (life safety, seguridad de vida) y CP (collapse prevention, prevención de colapso). Estas son medidas informativas que son reportadas en el análisis y se usan para el diseño por desempeño sísmico. No afectan al comportamiento estructural del sistema. (Computers and Structures Inc, 2017)

Para este trabajo, se induce la carga lateral del Pushover de dos formas distintas:

- 1) Por medio de una aceleración al sistema, en dirección global X y Y. Para este análisis se establece el monitoreo del desplazamiento lateral del nodo de azotea D1 hasta 1 m.
- 2) A través de la aplicación de fuerzas puntuales en el centro de masa de cada nivel, en direcciones de los ejes globales X y Y. Se monitorea el desplazamiento lateral del nodo D1, en azotea, hasta 2 m.

Una vez establecidas y asignadas las fuerzas para el análisis Pushover, se procede a realizar el análisis. Dependiendo del tamaño del modelo estructural, el número de elementos, la discretización que se le asigne al modelo, el número de casos de carga que existan y la

naturaleza el tipo de análisis no lineal, puede exigir grandes recursos computacionales. Para este caso, el primer análisis tardó 9 horas en terminar y el segundo análisis 11 horas.

Las figuras 24 y 25 muestran los resultados para el primer análisis realizado y las figuras 26, 27, 28 y 29 muestran los resultados para el segundo análisis.

De la figura 24 se observa que la estructura alcanza un desplazamiento lateral de 1 m con la formación de articulaciones plásticas en las trabes en un nivel, mayoritariamente, de ocupación inmediata.

Lo mismo sucede con la figura 25, para la dirección Y, el desplazamiento lateral en la azotea es de prácticamente 1 m y se puede observar el nivel de desempeño de ocupación inmediata en la estructura.

Para el segundo análisis, donde se establece un desplazamiento objetivo mayor en la estructura, se observa un comportamiento distinto.

Las figuras 26 y 27 muestran la posición deformada de la estructura bajo el segundo análisis Pushover en dirección global X: se puede observar un desplazamiento máximo de 1.46 m con la aparición de rótulas plásticas en vigas en su nivel inmediatamente anterior al fallo total de la estructura (Punto E de la imagen).

Este comportamiento se puede apreciar mejor en la figura 27.

Las figuras 28 y 29 representan los resultados del segundo análisis Pushover de la estructura para la dirección global Y del sistema:

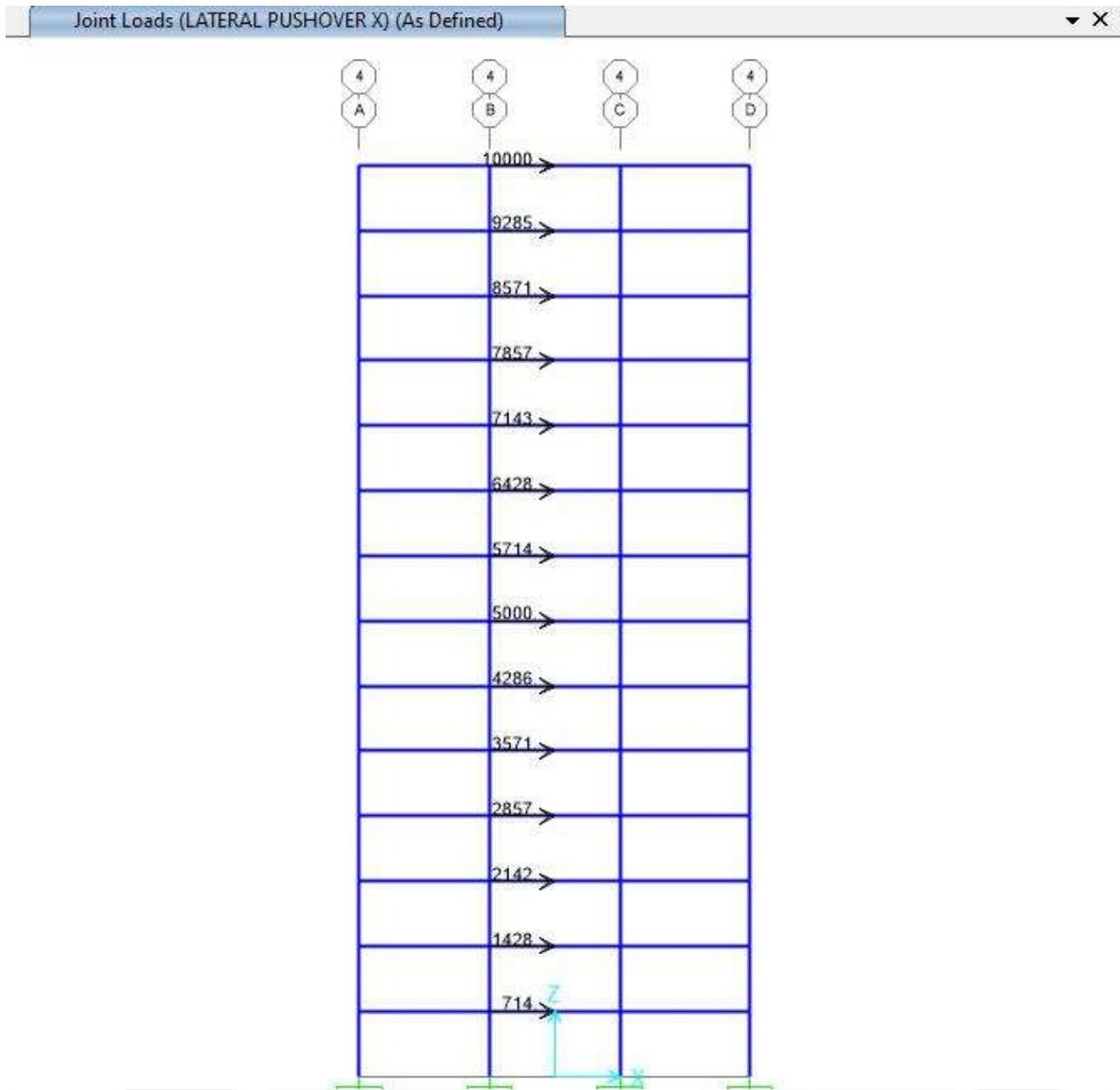


Figura 23. Fuerzas laterales para análisis Pushover en dirección global X. Elaboración propia

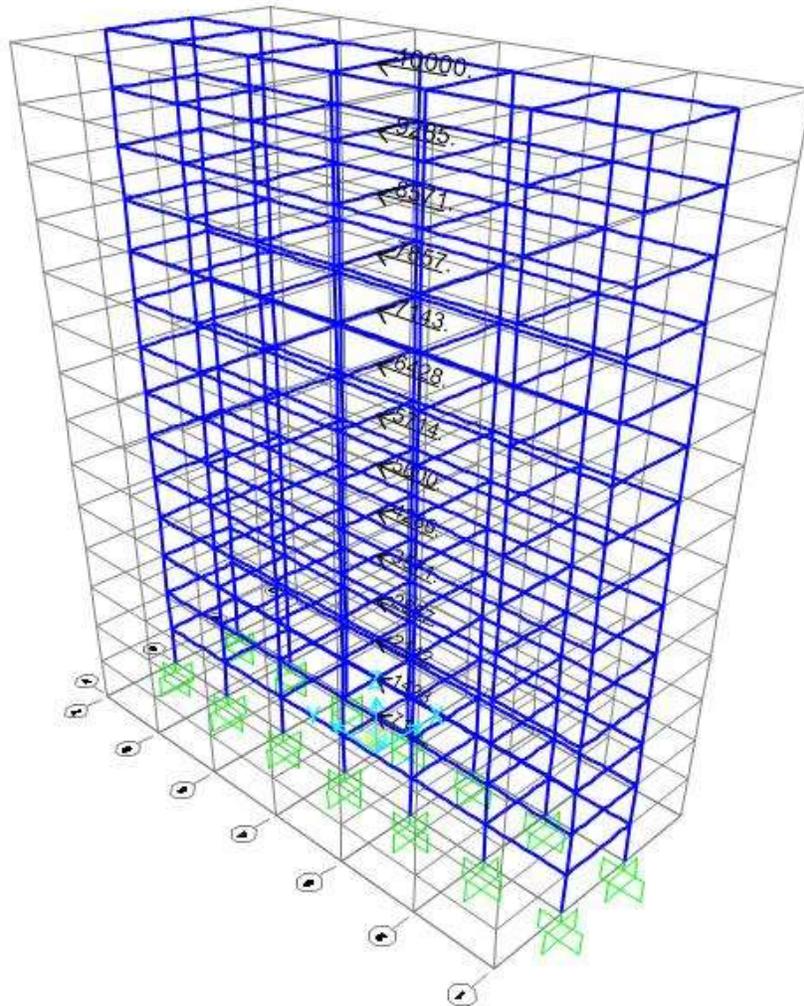


Figura 24. Fuerzas laterales para análisis Pushover en dirección global Y. Elaboración propia

La figura 29 presenta un desplazamiento lateral de 1.73 m en dirección Y con la formación de articulaciones plásticas referentes a un nivel de desempeño de ocupación inmediata, con lo que se puede concluir que la estructura alcanza un nivel de desempeño adecuado según los desplazamientos laterales que se inducen en ella. La figura 30 presenta una vista más detallada del marco en el eje C.

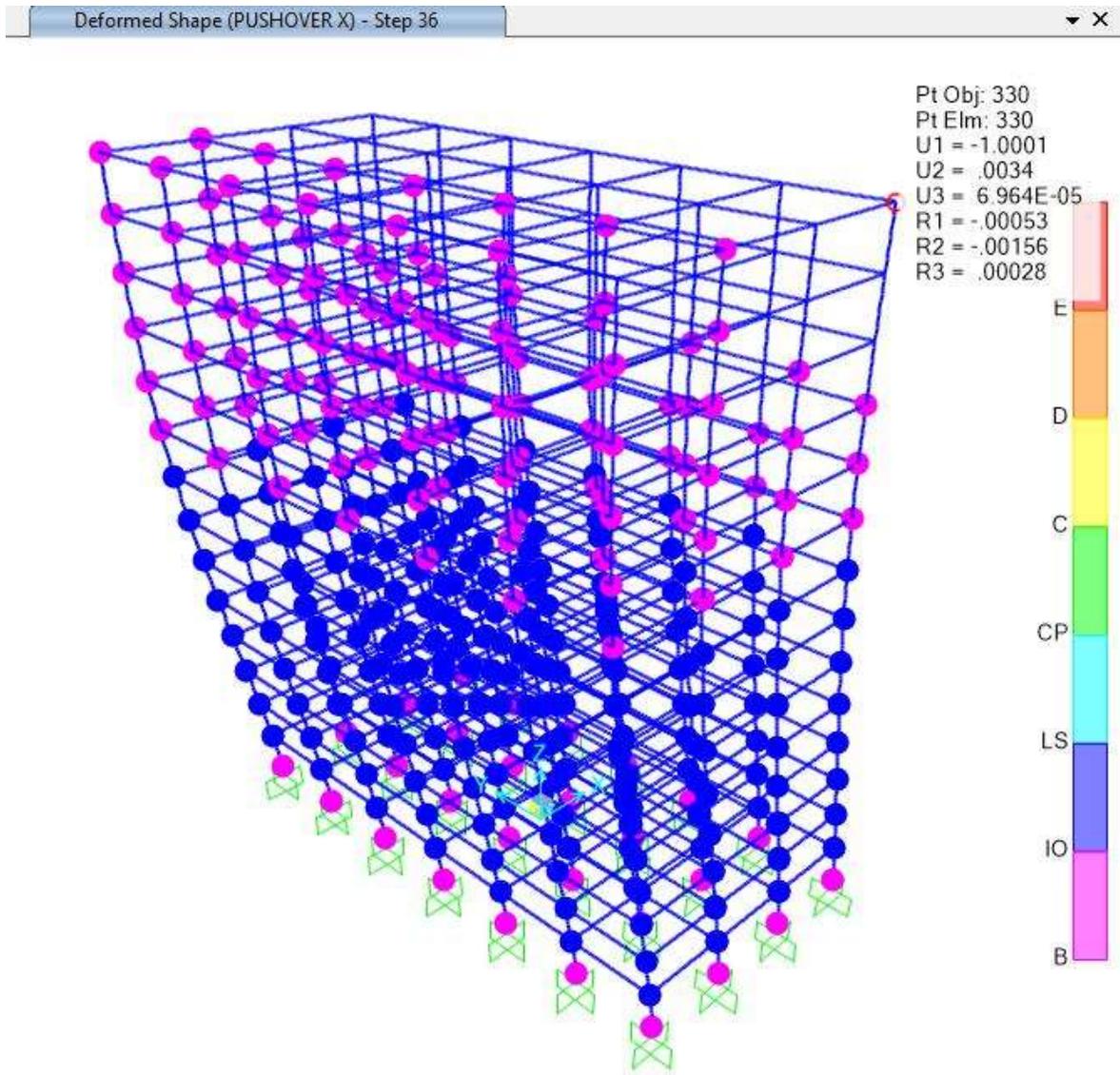


Figura 25. Primer análisis Pushover (aceleración). Dirección X. Elaboración propia.

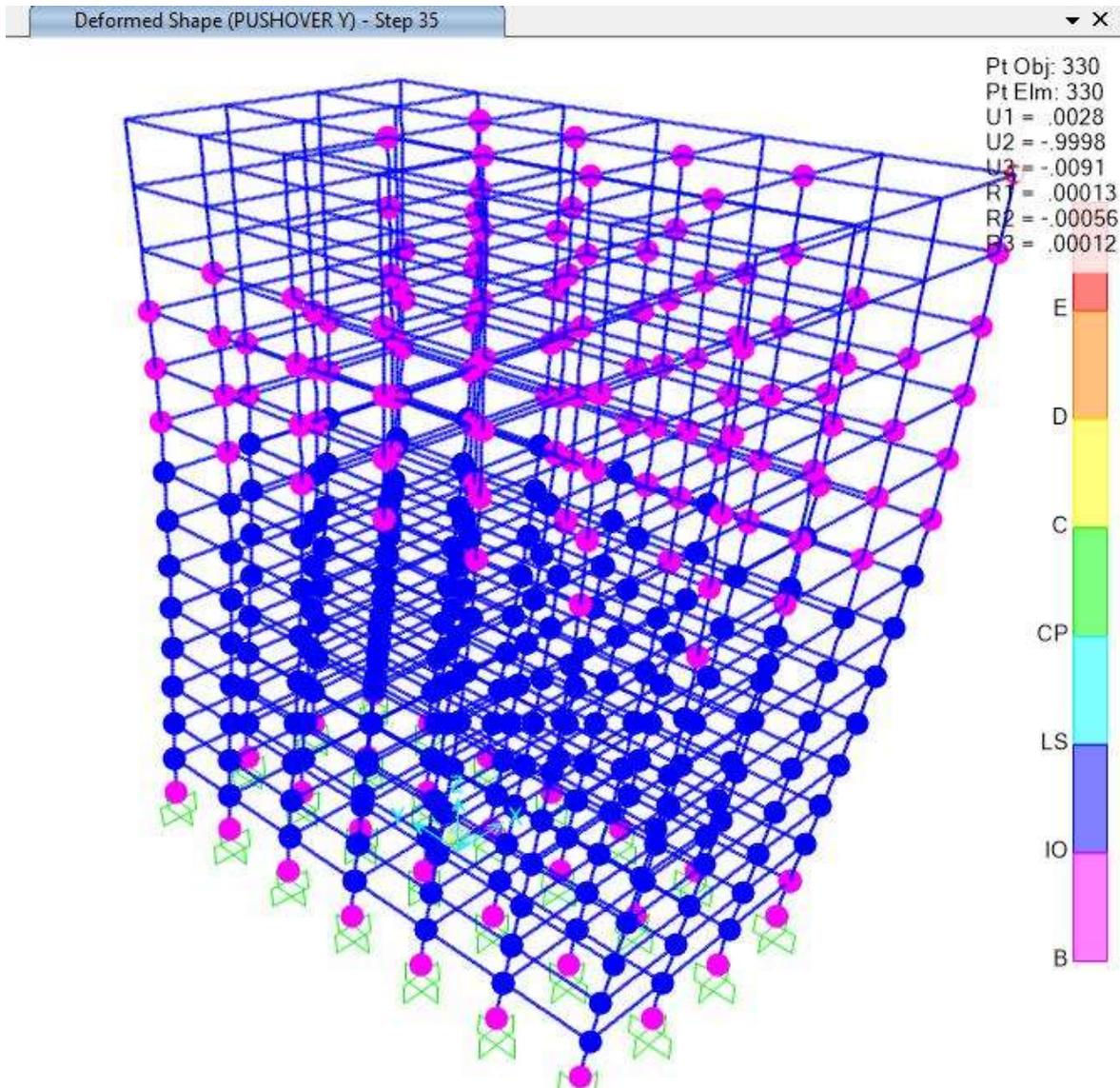


Figura 26. Primer análisis pushover (aceleración). Dirección Y. Elaboración propia.

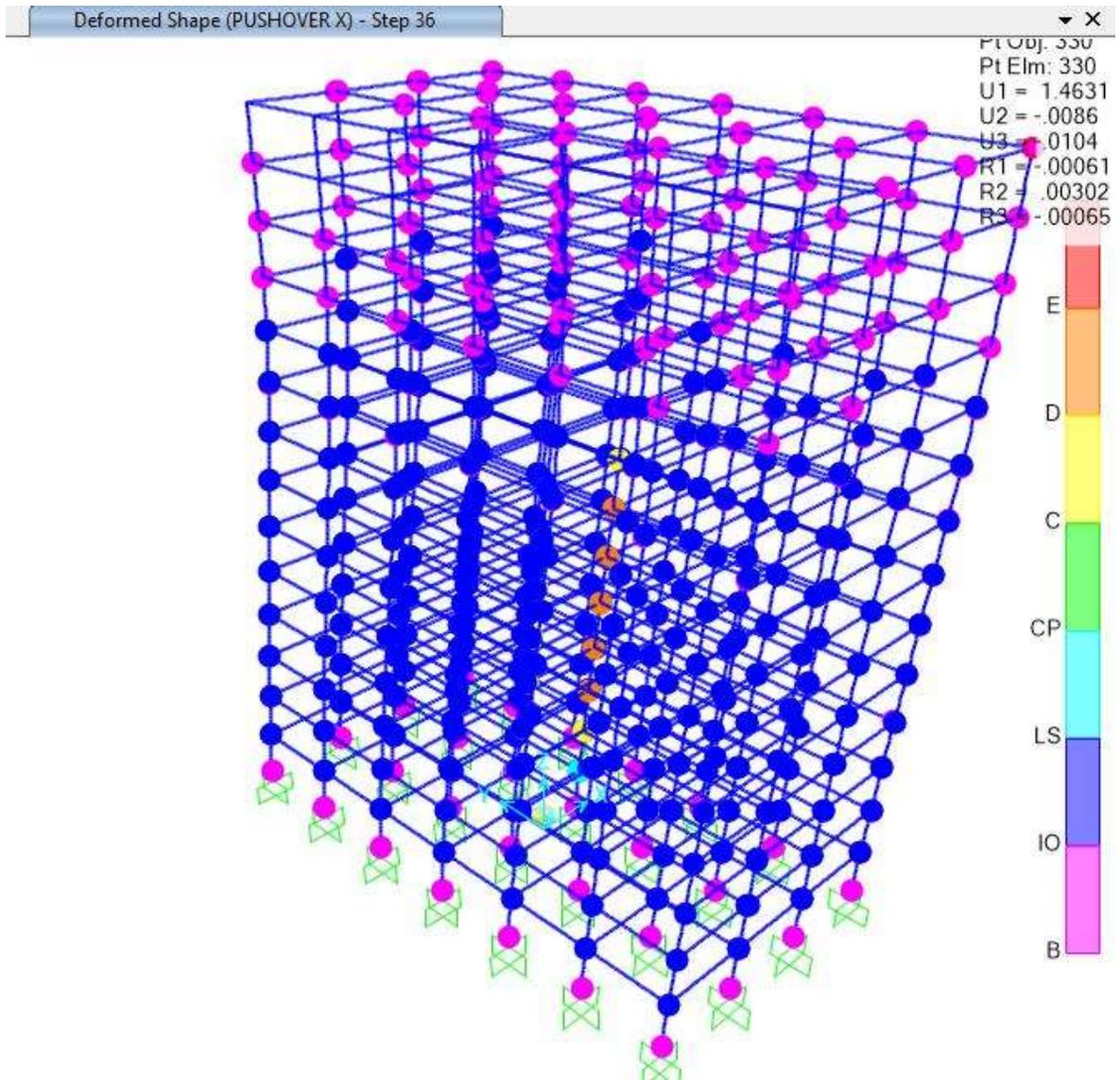


Figura 27. Segundo análisis Pushover (fuerzas puntuales). Dirección X. Elaboración propia

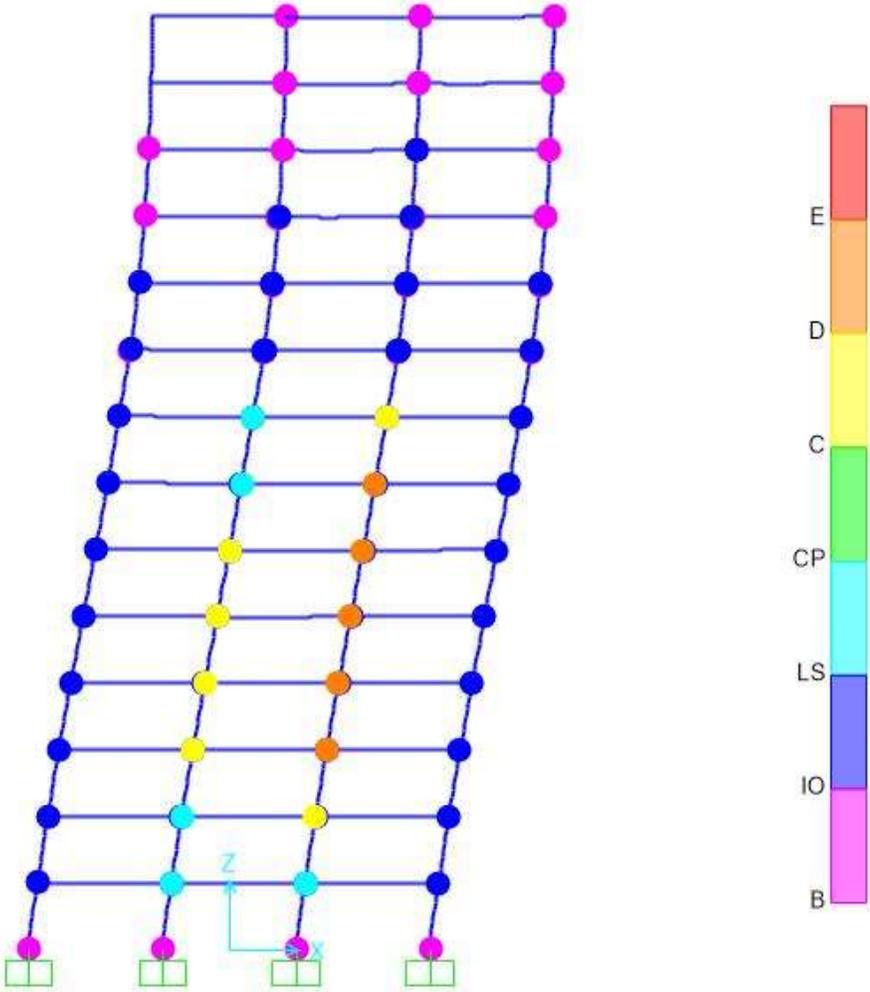


Figura 28. Segundo análisis Pushover (fuerzas puntuales). Dirección X. Marco Eje 4.

Elaboración propia.

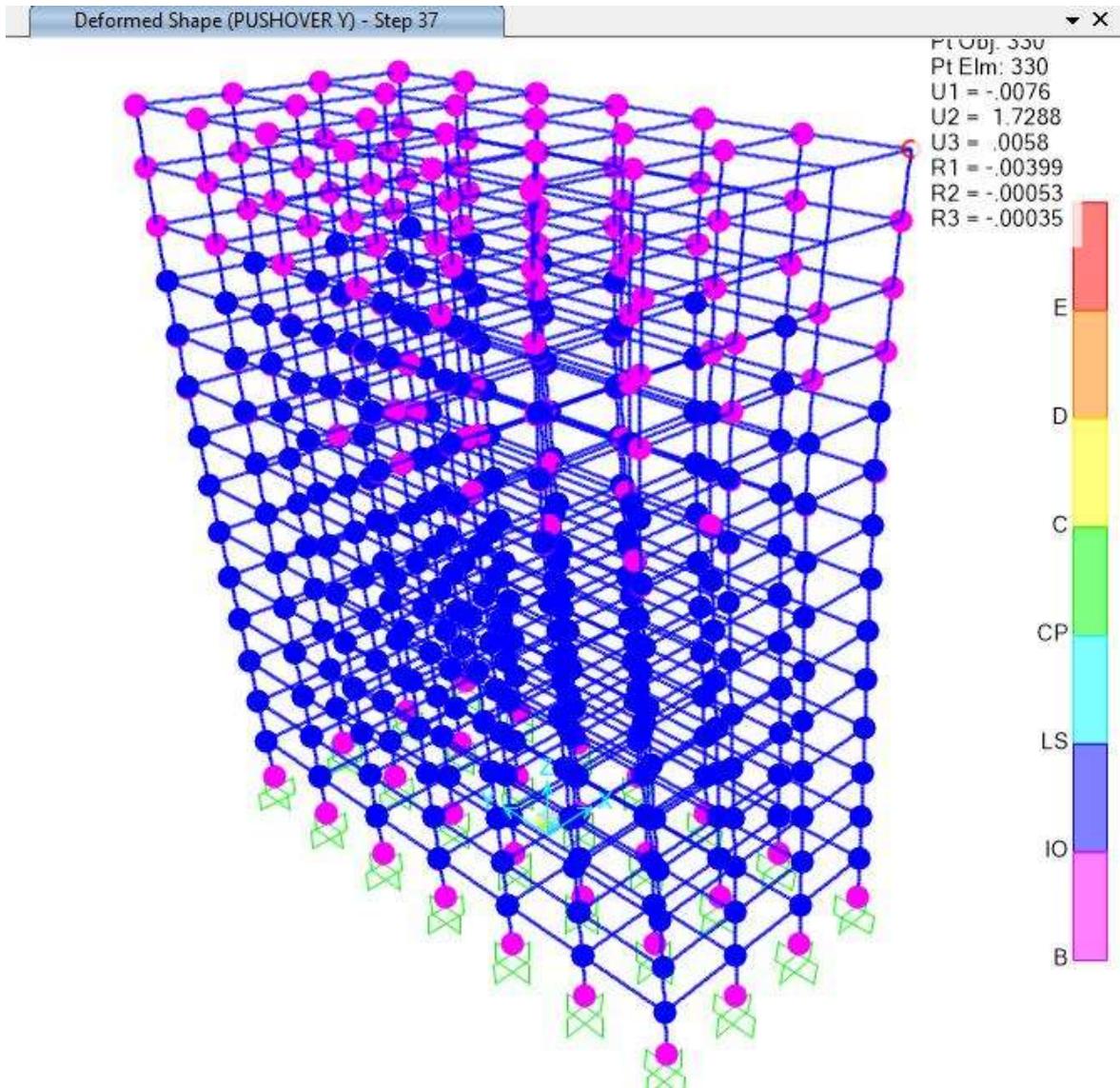


Figura 29. Segundo análisis Pushover (fuerzas puntuales). Dirección Y. Elaboración propia.

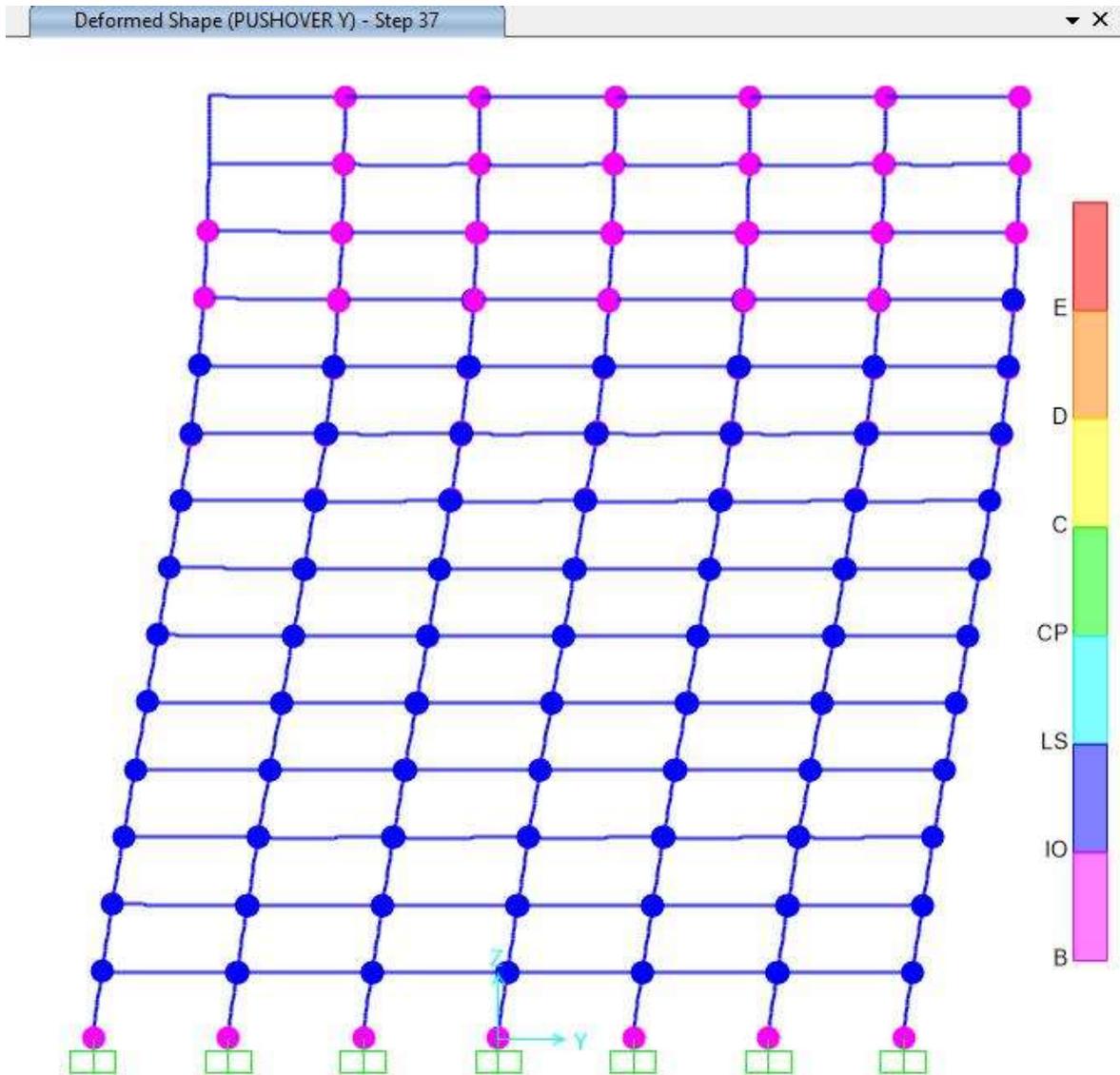


Figura 30. Segundo análisis Pushover (fuerzas puntuales). Dirección Y. Marco Eje.

Elaboración propia.

5.7 Ductilidad local de la estructura

De acuerdo a los resultados obtenidos del segundo análisis Pushover, se observa la formación de articulaciones plásticas en las traveses entre los ejes B y C, en los niveles 3,4,5,6 y 7. Dichas traveses corresponden a una sección de 80 cm x 80 cm. La figura 31 muestra la sección mencionada:

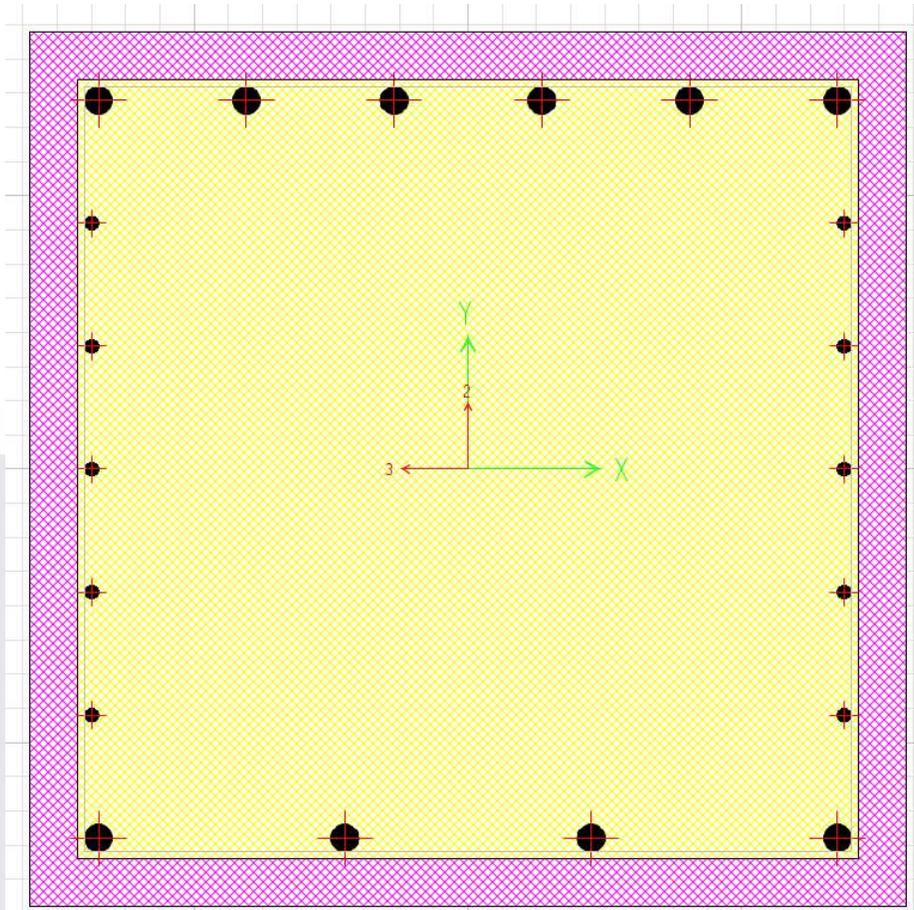


Figura 31. Sección en trabe crítica. 80x80 cm

La ductilidad local de la sección se puede obtener a través del diagrama de momento curvatura mostrado en la figura 32, junto con la información numérica de los puntos clave en el diagrama: curvatura de fluencia inicial φ_y , curvatura última φ_u , momento flexionante para la fluencia inicial M_y y momento flexionante último M_u .

La ductilidad se determina mediante la expresión:

$$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{0.1373}{0.0036} = 38.13$$

Si se analiza esta expresión partiendo de un valor fijo de la curvatura de fluencia φ_y se concluye que mientras más grande sea el numerador, el resultado de la división será más

grande resultando en una ductilidad mayor y ofreciendo a la sección la capacidad de tomar μ veces la curvatura de fluencia antes de alcanzar la falla.



Figura 32. Diagrama Momento Curvatura para la trabe rectangular de 80 x 80 cm.

5.8 Índice de Daño sísmico local

El índice de daño local se puede obtener mediante la expresión:

$$I_d = \frac{M_d - M_y}{M_u - M_y} = \frac{73668 - 63438}{111501 - 63438} = 0.21$$

De la expresión anterior se observa que un valor menor a 1 es favorable en la estructura puesto que, si el momento actuante M_d fuera igual a M_y el índice de daño sería 1, mientras

que si el momento último fuera igual al momento de fluencia M_y , el índice de daño tendería hacia el infinito, con lo que puede observar la relación directamente proporcional del índice de daño sísmico local I_d al efecto cualitativo que tendría en la estructura.

5.9 Comportamiento de rótula plástica crítica

Del programa SAP2000 se puede obtener el comportamiento de la rótula plástica de una manera conveniente y rápida mediante el comando Display-Hinge Results. La figura 33 muestra el estado de la rótula plástica para el análisis Pushover en dirección global X.

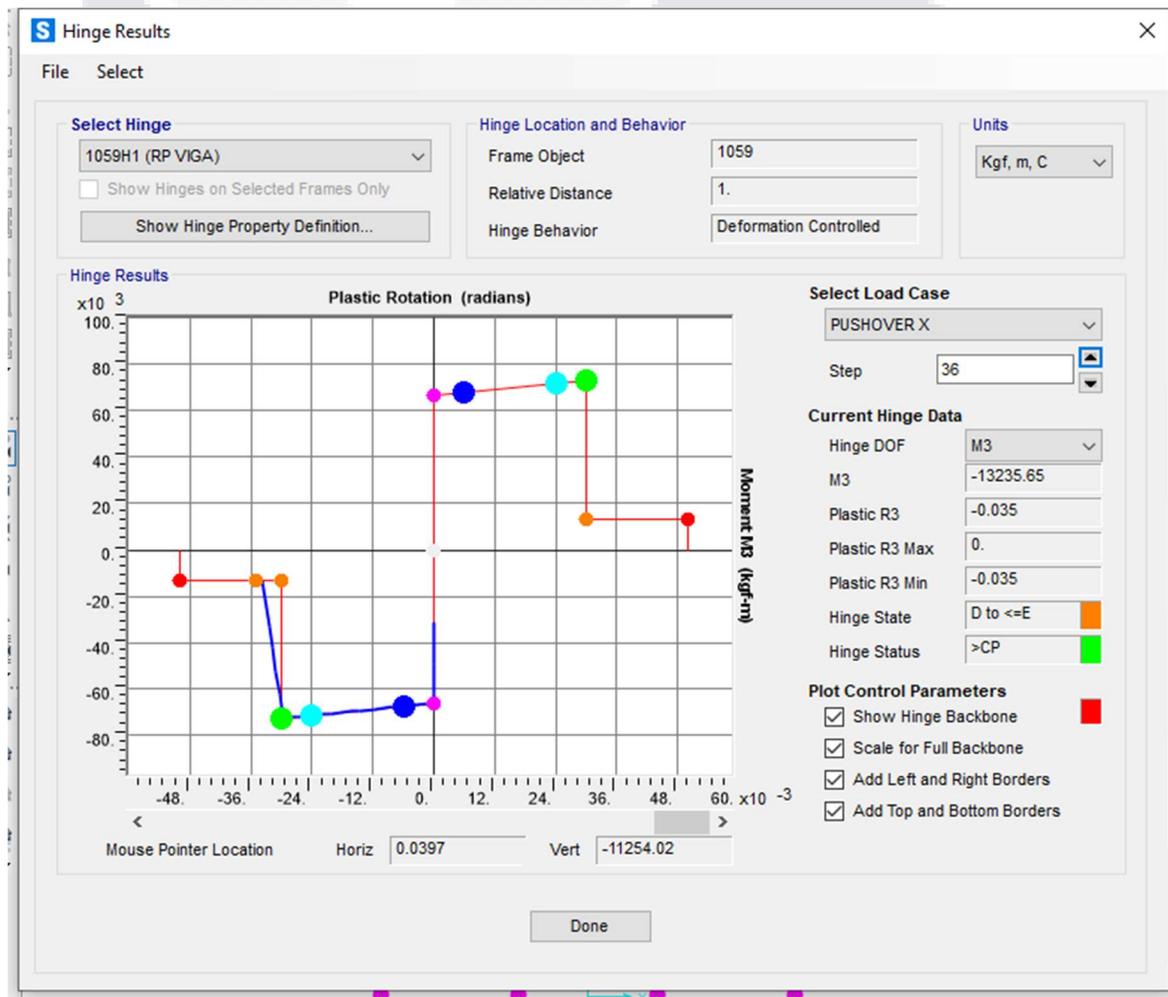


Figura 33. Estado de articulación plástica para análisis Pushover en dirección X.

Esta herramienta nos proporciona información directa del desempeño sísmico del modelo con base en el diagrama momento curvatura en el nodo se puede relacionar el momento flexionante existente en dicho nodo y la rotación correspondiente lo que se traduce a

esfuerzos en la sección e incursión en el rango plástico del material, junto con la clasificación de niveles de desempeño por parte de códigos de diseño propuestos por FEMA o ATC-40 se puede obtener una idea bastante clara del estado actual de la estructura y llegar al objetivo final de la filosofía de diseño por desempeño sísmico que es lograr una estructura que equilibre el aspecto económico de reparación/ejecución proporcionando siempre el 100% de seguridad para sus ocupantes.

5.10 Desplazamientos permisibles según las Normas Técnicas Complementarias para Sismo 2017 de la Ciudad de México

Según la sección 1.8 de (NTC, 2017a):

1.8 Revisión de desplazamientos laterales:

- a) Para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso, se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño definido en el Capítulo 3, multiplicadas por QR, no excedan los valores especificados para la distorsión límite (γ_{max}) en las tablas 4.2.1 y 4.2.2 y 4.2.3... NTC Sismo, 2017.

Tabla 29. Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto. Tomado de NTC Sismo, 2017

Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto. Tomado de NTC Sismo, 2017

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{max}
	Alta	-	4	0.030
Estructuración	Media	-	3	0.020
	Baja	-	2	0.015

Acorde a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo de la Ciudad de México en su versión 2017, las distorsiones permisibles son:

$$\gamma_{max} = 0.030(4m) = 0.12m = 12cm$$

Considerando la altura de un entrepiso y:

$$\gamma_{max} = 0.030(56m) = 1.68m = 168cm$$

Considerando la altura completa del edificio.

Del segundo análisis Pushover en la dirección X de la estructura se observa el desplazamiento de 146 cm, con la formación de rótulas plásticas cercanas al nivel de falla total de la estructura, muy cercano al permisible por las Normas Técnicas de la Ciudad de México. Para la dirección Y se alcanza un desplazamiento mayor (172 cm) al permisible (168 cm) con la estructura mayoritariamente en el nivel de ocupación inmediata. Lo que nos da una idea de la racionalización un tanto conservadora de los códigos de diseño actuales vigentes en el país.

El factor de sobre-resistencia R se calcula de la siguiente forma:

Factor de sobrerresistencia R:

$$R = k_1 R_0 + k_2$$

R_0 , Factor básico de sobre-resistencia del sistema estructural:

2.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que cumplen con los requisitos para adoptar un factor de comportamiento Q de 3 o mayor, según las reglas establecidas en el Capítulo 4.

k_1 , Factor de corrección por hiperestaticidad:

1.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan tres o más crujeas resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis.

k_2 , factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas: (NTC, 2017a)

$$k_2 = 0.5 \left[1 - \left(\frac{T}{T_a} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \geq 0$$

Siendo $T=2.18$ s y $T_a=0.2$ s, $k_2=-1.15$

Por lo tanto $R=1(2)+0=2$

Según el análisis dinámico espectral realizado en la estructura se tiene que:

Tabla 30. Comparación de desplazamientos laterales. Elaboración propia
 Comparación de desplazamientos laterales. Elaboración propia

Dirección	Desplazamiento Δ (cm)	Q	R	ΔQR (cm)	γ_{max}	Revisión
X	5.05	4	2	40.4	168	CUMPLE
Y	5.01	4	2	40.08	168	CUMPLE

VI. DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

En cuanto al refinamiento del modelo estructural se puede concluir que:

-Las diferencias son significativas en los elementos mecánicos de la estructura según el detallamiento del modelo. Particularmente, el modelo de losa equivalente presenta elementos mecánicos menores a los que se observan de los dos modelos restantes, por lo que no es conveniente tomar este modelo para el diseño de la estructura por cargas gravitacionales. Sin embargo, las diferencias en rigidez lateral (período de la estructura), desplazamientos según el espectro de diseño considerado no son significativos.

-Se puede observar una diferencia entre los espectros de diseño transparentes construidos mediante el PRODISIS y aquellos parámetros estipulados en el código municipal de Aguascalientes, lo que sugiere una actualización de este último acorde a lo establecido por PRODISIS y CFE.

- Un modelo más refinado en la estructura requiere capacidades computacionales mayores para su ejecución debido a distintas variables como lo son: número de elementos en el modelo, discretización de los mismos, tipo de análisis a efectuar (elástico de primer orden, elástico de segundo orden o considerando los efectos P Delta en el sistema)

- Al refinar el modelo con más detalle, distintas consideraciones de diseño, como lo es la acción del diafragma rígido de la estructura es considerado automáticamente. Sin embargo, la instrucción al software de considerar un nivel como diafragma rígido en un modelo simplificado de la estructura no representa para el ingeniero calculista problema mayor.

En cuanto a los desplazamientos laterales, análisis Pushover de la estructura y la ductilidad en la misma:

- Los desplazamientos permisibles según las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México resultan en una estructura algo conservadora en cuanto a ductilidad de la misma

- Una estructura típica en la ciudad de Aguascalientes presenta un desempeño sísmico adecuado alcanzando desplazamientos horizontales por arriba de lo permisible según NTC

- El Diseño de la estructura por Resistencia logra secciones capaces de desarrollar ductilidad adecuada.

TESIS TESIS TESIS TESIS TESIS

- Seguir las recomendaciones de las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México para la elección del Factor de Comportamiento Sísmico Q resulta adecuado según el tipo de estructuración que se presenta y su forma regular y simétrica. Cabe resaltar en este apartado que un buen detallamiento del refuerzo en los planos estructurales es crucial para lograr el comportamiento dúctil real de la estructura. El factor de comportamiento sísmico Q es un coeficiente de reducción en la intensidad de las acciones sísmicas de la estructura de acuerdo a la capacidad de una estructura para deformarse sin el incremento de esfuerzos en la sección del elemento estudiado; con una mayor ductilidad de la estructura existe una posibilidad mayor de disipar energía sísmica debido a estas deformaciones y por lo tanto es posible reducir en mayor medida la intensidad del sismo actuante en el edificio.

- La decisión en emplear el diseño o revisión por desempeño sísmico en un proyecto, al ser un análisis complejo se debe ponderar de acuerdo a las características del mismo: tamaño, estructuración, proyecto arquitectónico. Sin embargo es una herramienta poderosa para conocer el comportamiento real de la estructura ante un evento sísmico de importancia, de ahí se desprende que la ubicación del proyecto juega un papel crucial en su diseño por desempeño.

Como posibles líneas de investigación futuras y recomendaciones:

- Indagar en la implementación del diseño por resistencia de las secciones para lograr una estructura más económica que incurse en el rango plástico gracias a cargas gravitacionales logrando secciones más dúctiles y esbeltas desde un primer análisis y diseño

- Se deberá investigar los efectos sísmicos que condiciones como la irregularidad en la estructura representan así como las magnitudes que puede imponer una zona sísmica de mayor riesgo en la estructura.

- Es necesaria la actualización de los códigos municipales de construcción de Aguascalientes para la implementación de esta nueva filosofía por diseño estructural.

Referencias

- ACI. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*. American Concrete Institute.
- Aguiar Falconi, R. (2008). *Análisis Sísmico por Desempeño* (1a edición). Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército.
- Arango, S., Paz, A., & Duque, M. del P. (2009). Propuesta Metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica. *Revista EIA, ISSN 1974-1237, Número 12*, 139-154.
- ASCE. (2014). *Seismic Retrofit and Evaluation fo Buildings*. American Society of Civil Engineers.
- Ayala, A. (Antonio R. P. (2012). *Implementation of linear analysis in the early stages of performance-based design for steel structures* [Thesis, Massachusetts Institute of Technology]. <http://dspace.mit.edu/handle/1721.1/73778>
- Bertero, V. (2004). *Desarrollo histórico del comienzo y evolución de la ingeniería sísmica y científica basada en el desempeño y discusión de los desafíos en su aplicación en la práctica*.
<http://ebookcentral.proquest.com/lib/univeraguascalientessp/detail.action?docID=3190646>
- Burgos, M. (2007). *Estudio de la metodología «diseño por capacidad» en edificaciones aporticadas de concreto armado para ser incorporada a la Norma Peruana E-060 como alternativa de diseño*. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Cabanillas, B., & Rondán, L. (2018). *Evaluación y diseño por capacidad en la estructura de la oficina central de admisión de la Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión, mediante el análisis estático no lineal-pushover*. Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión.
- CFE. (2015). *Manual de Diseño de Obras Civiles: Vol. Capítulo C.1.3 Diseño por Sismo*.
- Computers and Structures Inc. (2008). *Technical Note: Material Stress-Strain Curves*. CSI.
- Computers and Structures Inc. (2017). *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSIBridge*. CSI.

- De Buen López de Heredia, Ó. (1980). *Estructuras de Acero Comportamiento y Diseño* (1a ed.). Limusa.
- Díaz, J. L. (2008). *Criterios de aceptación para el diseño sísmico por desempeño y confiabilidad de edificios de concreto reforzado, con piso suave en planta baja, desplantados en suelos blandos de la ciudad de México*. UNAM.
- Fernández Hoyos, W. (2018). *Análisis Pushover para evaluar el desempeño sísmico de una institución educativa en el centro poblado Yungasuyo, Provincia Utcubamba- Amazonas*. Universidad César Vallejo.
- Flores-Corona, L., López-Bátiz, Ó., Pacheco-Martínez, M. Á., Reyes-Salinas, C., Rivera-Vargas, D., García-Arróliga, N., Marín-Cambranis, R., & Méndez-Estrada, K. (2014). *Guía Básica para la Elaboración de Atlas Estatales y Municipales de Peligros y Riesgos*. Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Ganzerli, S., Pantelides, C. P., & Reaveley, L. D. (2000). Performance-based design using structural optimization. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 29(11), 1677-1690. [https://doi.org/10.1002/1096-9845\(200011\)29:11<1677::AID-EQE986>3.0.CO;2-N](https://doi.org/10.1002/1096-9845(200011)29:11<1677::AID-EQE986>3.0.CO;2-N)
- Gobierno del Estado de Aguascalientes. (1998). *Reglamento de Construcción Municipal de Aguascalientes*.
- Gobierno del Estado de Aguascalientes. (2015). *Código Municipal de Aguascalientes*.
- Hamburger, R. O., & Moehle, J. P. (2010). Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings in the Werstern United States. En M. N. Fardis (Ed.), *Advances in Performance-Based Earthquake Engineering, Geotechnical, Geological, and Earthquake Engineering*. Springer.
- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, P. (2014). *Metodología de la Investigación* (Sexta Edición). McGraw Hill.
- Jumonji, T. (2001). *Norma para la evaluación del nivel de daño por sismo en estructuras y guía técnica de rehabilitación (Estructuras de Concreto Reforzado)* (M. Sugahara & Ó. López-Bátiz, Trads.; N.º 37; Cuadernos de Investigación). Centro Nacional de Prevención de Desastres.

- Kappos, A. J., & Stefanidou, S. (2010). A Performance-Based Seismic Design Procedure for 3D R/C Buildings, Explicitly Accounting for Deformation Control. En M. N. Fardis (Ed.), *Advances in Performance-Based Earthquake Engineering, Geotechnical, Geological, and Earthquake Engineering*. Springer.
- Kasimzade, A. A., Safak, E., Ventura, C. E., Naeim, F., & Mukai, Y. (Eds.). (s. f.). *Seismic Isolation, Structural Health Monitoring, and Performance Based Seismic design in Earthquake Engineering. Recent Developments*. Springer. <https://link-springer-com.dibpxy.uaa.mx/book/10.1007/978-3-319-93157-9#toc>
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model For Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8).
- Mayhua, J. A. (2018). *Diseño estructural por desempeño sísmico de un edificio de 5 pisos en el distrito de Ascensión, provincia de Huancavelica*.
- Medina, R., & Music, J. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. *Obras y Proyectos*, 23, 63-77.
- Naeim, F. (2001). *The Seismic Design Handbook* (Second Edition). Kluwer Academic Publishers.
- New Zealand Standard. (2006). *Concrete Structures Standards Part1: The Design of Concrete Structures Part 2: Commentary on the design of concrete structures*. New Zealand Standard.
- Norris, C. H., Benson Wilbur, J., & Utku, S. (1976). *Elementary Structural Analysis* (3a edición). McGraw Hill.
- NTC. (2004). *Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México para Diseño por Sismo*. Gobierno de la Ciudad de México.
- NTC. (2017a). *Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México para Diseño por Sismo*. Gobierno de la Ciudad de México.
- NTC. (2017b). *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de la Ciudad de México*. Gobierno de la Ciudad de México.

- NTC. (2017c). *Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de Las Edificaciones*. Gobierno de la Ciudad de México.
- Park, R., & Paulay, T. (1974). *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons, INC.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings* (1a edic). John Wiley & Sons, INC.
- PEER. (2017). *PEER Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings*. Pacific Earthquake Engineering Research Center. https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/final_tbi_report_10.9.2017_0.pdf
- Pérez, J. J. (2006). *Earthquake Engineering Challenges and Trends*. Instituto de Ingeniería Universidad Nacional Autónoma de México.
- Rodríguez, M. E. (2016). UNA REVISIÓN CRÍTICA DE LA PRÁCTICA DE DISEÑO POR SISMO DE ESTRUCTURAS EN MÉXICO. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 94, 27-48. Redalyc.
- Rodríguez Morales, S. (2015). Diagramas momento-curvatura para sección de hormigón armado. Determinación del valor de ductilidad local de una sección de hormigón armado. Empleo del programa matlab en aplicaciones estructurales a nivel sección (parte II). *Anales de edificación*, 1(2), 27-41. <https://doi.org/10.20868/ade.2015.3101>
- Sánchez Badillo, A., & Terán Gilmore, A. (2008). Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona del lago del Distrito Federal: Ejemplo de Aplicación. *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 78, 47-71.
- Sánchez Escudero, V. E., & Vargas Sánchez, R. M. (2018). *Análisis y diseño de edificios de concreto armado considerando la rigidez efectiva de sus elementos estructurales*. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.
- Silva Paytán, J. A. (2017). *Diseño por desempeño sísmico de las estructuras de acero*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Solís, D. H. (2018). *Revisión del estado límite de servicio de un edificio alto sometido a viento, empleando conceptos de diseño por desempeño*. UNAM.
- Villaverde, R. (2009). *Fundamental Concepts of Earthquake Engineering*. CRC Press.