

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA
FACULTAD DE INGENIERÍA CULIACÁN
PROGRAMA DE MAESTRÍA EN
INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN



**“PROPUESTA DE REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL DE UNA TIENDA
DEPARTAMENTAL MEDIANTE CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL
PANDEO”**

TESIS

**QUE COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN**

**PRESENTA:
ING. CARLOS VIZCARRA ANGULO**

**DIRECTOR DE TESIS
DR. JOSÉ RAMÓN GAXIOLA CAMACHO**

**CO-DIRECTOR DE TESIS
M.I. JOEL BELTRÁN RUBIO**

Culiacán de Rosales, Sinaloa, febrero 2024



Dirección General de Bibliotecas
Ciudad Universitaria
Av. de las Américas y Blvd. Universitarios
C. P. 80010 Culiacán, Sinaloa, México.
Tel. (667) 713 78 32 y 712 50 57
dgbuas@uas.edu.mx

UAS-Dirección General de Bibliotecas

Repositorio Institucional Buelna

Restricciones de uso

Todo el material contenido en la presente tesis está protegido por la Ley Federal de Derechos de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

Queda prohibido la reproducción parcial o total de esta tesis. El uso de imágenes, tablas, gráficas, texto y demás material que sea objeto de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente correctamente mencionando al o los autores del presente estudio empírico. Cualquier uso distinto, como el lucro, reproducción, edición o modificación sin autorización expresa de quienes gozan de la propiedad intelectual, será perseguido y sancionado por el Instituto Nacional de Derechos de Autor.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons Atribución-No Comercial
Compartir Igual, 4.0 Internacional



AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradecer a mis padres, Carlos y Lucía, cuyo esfuerzo y dedicación son las bases de todos mis logros académicos, profesionales y de vida. Es importante recalcar, que ninguno de estos objetivos hubiera sido alcanzado sin su apoyo. Este y todos los éxitos que obtenga en mi carrera, pertenecen a ellos.

También, agradecer al programa de posgrados del CONAHCyT, ya que, sin su apoyo económico, no hubiera sido posible centrarme en mis estudios y aprovechar este periodo de tiempo al máximo.

De igual manera, quiero agradecer a la Universidad Autónoma de Sinaloa y a todo el cuerpo de coordinación y docentes del programa de Maestría en Ingeniería de la Construcción, por su dedicación a las clases y actividades, que fueron clave para mi desarrollo.

Del mismo modo, agradecer el apoyo y guía, de mis asesores de tesis, el Dr. José Ramón Gaxiola Camacho y el M.I. Joel Beltrán Rubio. Sin las enseñanzas y tutoría de mis directores de tesis, este camino no se hubiera concretado y la experiencia adquirida en este trayecto no sería la adecuada.

Por último, agradecer a todas las personas que me apoyaron y alentaron en este viaje, entre ellos mis hermanos, novia, amigos, colegas y más, haciendo más fácil todos los obstáculos y retos que representa obtener un grado de Maestría.

RESUMEN

La aportación de alternativas para evaluar y rehabilitar las estructuras de edificaciones con un periodo de vida alto y necesidad de intervención, deben ser un punto crítico de enfoque para los ingenieros civiles en todo México y el mundo entero. Es por esto, que el presente proyecto de intervención tiene como objetivo realizar una propuesta de rehabilitación estructural de una tienda departamental ubicada en Culiacán, Sinaloa, que cuenta con más de 50 años de servicio y requiere una intervención a su estructura para continuar operando. Dicha propuesta de rehabilitación se propuso mediante la aplicación de disipadores de energía del tipo contraventeos restringidos contra el pandeo (CRP) en los marcos críticos de la estructura, con base en un análisis modal espectral que contempla los criterios de estados límites de falla por resistencia y de servicio del reglamento de construcción de la ciudad de México. Por consiguiente, el análisis de la estructura mencionado se realizó a través de un modelo matemático elaborado en el software de análisis y diseño estructural ETABS, donde se evaluaron y diseñaron los elementos estructurales con base en las combinaciones de carga más críticas. Posteriormente se realizó un análisis de los costos de implementación del método de rehabilitación propuesto, formulando el análisis de precios unitarios correspondientes en el módulo de ingeniería de costos del software OPUS. Finalmente, los resultados obtenidos de esta investigación demostraron la necesidad de intervención a la estructura en estudio y la viabilidad de la propuesta de rehabilitación estructural a base de contraventeos restringidos al pandeo (CRP) en términos de resistencia, servicio y economía.

PALABRAS CLAVES

Evaluación estructural, rehabilitación de estructuras, análisis estructural, disipadores de energía, contraventeos restringidos al pandeo.

ABSTRACT

The contribution of alternatives to evaluate and rehabilitate the main components of buildings currently having a long period of life, reflects the necessity of structural retrofits, which represent a critical point to be analyzed by civil engineers in Mexico and the entire world. For this reason, this thesis presents a rehabilitation proposal for several structural components of a departamental store located in Culiacán, Sinaloa, which has more than 50 years of service and requires an intervention to its structure to continue operating in safe conditions. This proposal is performed using different type of energy dissipators, in particular, the well-known buckling-restrained braces (BRB), which are implemented in the critical frames of the structure. The incorporation of such devices is based on a spectral modal analysis considering the criteria in terms of limit states related to failure and service, both reported in the Mexico City building code. Therefore, the analysis of the aforementioned structure was carried out through a mathematical model elaborated in ETABS software, which is a structural analysis and design software, where the building is evaluated and designed based on the most critical load combinations. Subsequently, an analysis of the implementation costs of the proposed rehabilitation method was carried out, formulating the corresponding unit price analysis in the cost engineering module of the OPUS software. Finally, the results obtained from this investigation demonstrate the need of a strategical structural rehabilitation of the departamental store under consideration. In addition, the feasibility of the structural retrofit using buckling-restrained braces (BRB) is validated in terms of resistance, service and economy.

KEYWORDS

Structural evaluation, rehabilitation of structures, structural analysis, energy dissipators, buckling-restrained braces.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	15
1.1. Generalidades	15
1.2. Planteamiento del problema	17
1.3. Objetivos.....	20
1.3.1. Objetivo general.....	20
1.3.2. Objetivos específicos	21
1.4. Hipótesis.....	21
1.5. Justificación	21
2. MARCO TEÓRICO.....	24
2.1. Marco conceptual.....	24
2.1.1. Rehabilitación estructural	24
2.1.2. Sistemas de control estructural.....	25
2.1.3. Sistemas de control estructural pasivos	25
2.1.4. Disipadores de energía sísmica histeréticos.....	26
2.1.5. Contraventeo restringido al pandeo	27
2.1.6. Métodos de análisis sísmicos.....	29
2.1.7. Análisis estático no lineal	30
2.1.8. Curva y espectros de capacidad.....	31
2.1.9. Diseño sísmico basado en desempeño	31
2.2. Estado del arte	33
3. METODOLOGÍA.....	41
3.1. Descripción general del inmueble seleccionado.....	41
3.2. Visita de inspección a la tienda departamental.....	44
3.3. Revisión de planos estructurales, memorias de cálculo y estudios existentes ..	45
3.4. Elaboración y análisis estructural del modelo matemático de la edificación en el software ETABS.....	46
3.4.1. Elaboración de modelo matemático	46
3.4.2. Asignación de propiedades de secciones	47
3.4.3. Análisis de cargas	48
3.4.4. Combinaciones de carga.....	54
3.4.5. Análisis y diseño estructural del modelo.....	55
3.5. Diseño de elementos de rehabilitación	55
3.6. Elaboración de planos estructurales de rehabilitación	55

3.7.	Memoria de cálculo.....	55
3.8.	Análisis de costos de implementación.....	55
3.9.	Recursos técnicos.....	56
4.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	58
4.1.	Análisis y diseño del primer modelo matemático de la tienda departamental sin rehabilitación en ETABS.....	58
4.1.1.	Resistencia de elementos estructurales con base en estados límite de falla. 61	
4.1.2.	Distorsiones y desplazamientos de elementos estructurales con base en estados límite de servicio.....	65
4.2.	Análisis y diseño del segundo modelo matemático de la tienda departamental con rehabilitación en ETABS.....	76
4.2.1.	Resistencia de elementos estructurales con base en estados límite de falla de modelo rehabilitado.	78
4.2.2.	Distorsiones y desplazamientos de elementos estructurales con base en estados límite de servicio de modelo rehabilitado.	82
4.3.	Diseño de elementos de rehabilitación	90
4.3.1.	Contraventeos restringidos contra el pandeo (CRP).....	90
4.3.2.	Encamisados de concreto reforzado.....	94
4.4.	Análisis de costos de implementación.....	97
4.4.1.	Números generadores de obra	98
4.4.2.	Presupuesto de rehabilitación de tienda departamental.....	100
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	103
6.	REFERENCIAS	105

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ciclo de viga de una estructura de concreto reforzado (Kalla, Ponnada y Mishra 2021)	10
Figura 2. Sistemas de control estructural pasivos (Garrido 2015)	12
Figura 3. Disipadores de energía (Rodríguez Corona y Guerrero Bodadilla 2019a).	12
Figura 4. Componentes de los contraventeos restringidos contra pandeo (Ballinas 2017).	13
Figura 5. Detalle de contraventeo desadherido (Coeto 2008)	14
Figura 6. Representación de análisis estático no lineal para determinar curva de capacidad de una edificación (Mora y Aguilar 2015).	16
Figura 7. Evaluaciones de diseño sísmico basado en desempeño (FEMA 1997).	17
Figura 8. Localización del inmueble seleccionado a rehabilitar para proyecto de intervención.	26
Figura 9. Planta arquitectónica baja de tienda departamental en estudio	27
Figura 10. Planta arquitectónica primer nivel de tienda departamental en estudio.	28
Figura 11. Planta arquitectónica segundo nivel de tienda departamental en estudio.	28
Figura 12. Fotografía de visita de inspección al inmueble en estudio	29
Figura 13. Escarificado y extracción de corazón de concreto en columnas.	30
Figura 14. Modelo matemático de estructura en software ETABS.	32
Figura 15. Propiedades de sección de columna de planta baja	33
Figura 16. Espectro de diseño modificado en PRODISIS.	36
Figura 17. Diagrama de flujo de procedimiento de diseño por viento (CFE, 2020).	38
Figura 18. Diagrama de flujo de la metodología	42
Figura 19. Casos de carga.	44
Figura 20. Preferencias de diseño de elementos tipo frame de concreto	44
Figura 21. Primer periodo fundamental de vibración de la estructura.	45
Figura 22. Resultados gráficos de diseño de elementos tipo frame de concreto reforzado.	46
Figura 23. Nombre de niveles de modelo matemático.	51
Figura 24. Planta con longitudes de claros y ejes en sentido X y Y.	52
Figura 25. Grafica de desplazamientos máximos por nivel con sismo de diseño en X.	53

Figura 26. Grafica de distorsiones máximas por nivel con sismo de diseño en X.	54
Figura 27. Grafica de desplazamientos máximos por nivel con sismo de diseño en Y.	55
Figura 28. Grafica de distorsiones máximas por nivel con sismo de diseño en Y.	56
Figura 29. Cálculo de factores de amplificación de sismo de colapso.	57
Figura 30. Flecha actuante para combinación de servicio a largo plazo en losas en PB.	59
Figura 31. Flecha actuante para combinación de servicio a largo plazo en losas en PN.	59
Figura 32. Flecha actuante para combinación de servicio a largo plazo en losas en SN.	60
Figura 33. Modelo matemático con rehabilitación estructural a base de CRP.	61
Figura 34. Primer periodo fundamental de vibración de la estructura rehabilitada	62
Figura 35. Resultados gráficos de diseño de elementos tipo frame de concreto	63
Figura 36. Grafica de desplazamientos máximos por nivel con sismo de diseño X de modelo rehabilitado.	67
Figura 37. Grafica de distorsiones máximas por nivel con sismo de diseño X de modelo rehabilitado.	68
Figura 38. Grafica de desplazamientos máximos por nivel con sismo de diseño Y de modelo rehabilitado.	69
Figura 39. Grafica de distorsiones máximas por nivel con sismo de diseño Y de modelo rehabilitado.	70
Figura 40. Cálculo de factor de amplificación para sismo de colapso.	71
Figura 41. Flecha actuante para combinación de servicio a largo plazo en losas en PB.	72
Figura 42. Flecha actuante para combinación de servicio a largo plazo en losas en PN.	73
Figura 43. Flecha actuante para combinación de servicio a largo plazo en losas en SN.	73
Figura 44. Características generales del disipador Dampo Dual Protect	74
Figura 45. Propiedades de disipadores Dampo Dual Protect	75
Figura 46. Marco de eje B con tipos de CRP	75

Figura 47. Marco de eje E con tipos de CRP	76
Figura 48. Marco de eje 2 con tipos de CRP	76
Figura 49. Marco de eje 4 con tipos de CRP	77
Figura 50. Diseño de sección compuesta de encamisado de concreto en columnas de planta baja.	79
Figura 51. Diseño de sección compuesta de encamisado de concreto en columnas de planta baja.	80
Figura 52. Diseño de sección de trabe reforzada con encamisado de concreto	81
Figura 53. Tarjeta de precios unitarios de concepto P-01	84
Figura 54. Tarjeta de precios unitarios de concepto E-01	85
Figura 55. Tarjeta de precios unitarios de concepto E-01	86
Figura 56. Tarjeta de precios unitarios de concepto E-01	87
Figura 57. Tarjeta de precios unitarios de concepto E-01	88
Figura 58. Tarjeta de precios unitarios de concepto E-01	89
Figura 59. Presupuesto de propuesta de rehabilitación estructural en OPUS	90

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Tabla de desempeños sísmicos (FEMA, 2020)	19
Tabla 2. Propiedades de las secciones del modelo en ETABS.	33
Tabla 3. Carga muerta de losa de entrepiso y azotea	34
Tabla 4. Tabla de cargas vivas unitarias del RCCM.	35
Tabla 5. Periodo fundamental de vibración de la estructura	45
Tabla 6. Relación de columnas de planta baja con ratio PMM y As requerido	46
Tabla 7. Relación de columnas de planta baja con ratio PMM y As requerido	48
Tabla 8. Relación de columnas de segundo nivel con ratio PMM y As requerido	49
Tabla 9. Modos de falla en columnas, trabes y nodos	49
Tabla 10. Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto (NTC Sismo, 2020).	50
Tabla 11. Desplazamientos permisibles de trabes	51
Tabla 12. Relación de desplazamientos y distorsiones máximas permisibles con base en sismo de diseño X	54
Tabla 13. Relación de desplazamientos y distorsiones máximas permisibles con base en sismo de diseño Y	56
Tabla 14. Relación de distorsiones máximas por nivel para los cuatro casos de carga.	57
Tabla 15. Relación de desplazamientos permisibles contra desplazamientos actuantes en los claros más críticos	58
Tabla 16. Periodo fundamental de vibración de la estructura rehabilitada	62
Tabla 17. Relación de columnas de planta baja con ratio PMM y As requerido	64
Tabla 18. Relación de columnas de primer nivel con ratio PMM y As requerido	65
Tabla 19. Relación de columnas de primer nivel con ratio PMM y As requerido	66
Tabla 20. Relación de desplazamientos y distorsiones máximas permisibles con base en sismo de diseño X.	68
Tabla 21. Relación de desplazamientos y distorsiones máximas permisibles con base en sismo de diseño X.	70
Tabla 22. Relación de distorsiones máximas por nivel para los cuatro casos de carga.	71
Tabla 23. Elementos mecánicos de contraventeos restringidos al pandeo de modelo matemático rehabilitado	77

Tabla 24. Tabla de números generadores de obra	83
Tabla 25. Avance referente a cronograma de trabajo	91

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Generalidades

Las obras de ingeniería civil cuentan con diversos aspectos a valorar desde su planeación, construcción y mantenimiento. Uno de los puntos que hoy en día despierta el interés de los profesionistas de esta área es la rehabilitación estructural. Este tópico representa un problema importante a estudiar, ya que en el país existen diversas edificaciones que fueron construidas hace tiempo, y por lo cual, el conocer el estado de servicio en el que se encuentran es una prioridad. Por lo tanto, el hecho de dejar de lado la evaluación de la confiabilidad estructural de cualquier tipo de obra, puede poner en riesgo la vida de los ocupantes de estas edificaciones.

Por lo anterior, el presente proyecto de intervención tiene como fin el investigar una edificación que ha sobrepasado su periodo de vida útil y actualmente es utilizada de manera constante. En este sentido, mediante análisis de confiabilidad pertinentes, se puede asegurar que las construcciones no fallarán ni provocarán estragos a los usuarios que las utilizan cotidianamente. También, es importante tomar en cuenta que las edificaciones antiguas que se encuentran dentro de los primeros cuadros de las ciudades forman parte de la historia y cultura de esos lugares. Por lo anterior, es de suma relevancia evaluar la condición estructural que actualmente guardan, y de ser necesario, proponer rehabilitaciones estructurales que sean viables y accesibles, tratando de siempre dejar de lado la posible demolición total de estas edificaciones. En otras palabras, en la mayoría de los casos, las rehabilitaciones resultan más pertinentes que las demoliciones.

En resumen, en este proyecto de intervención se investiga el desempeño estructural de una tienda departamental localizada sobre la avenida Álvaro Obregón, en el centro de la ciudad de Culiacán, Sinaloa. Dicho inmueble fue construido hace más de cincuenta años, es por ello por lo que el estudio de su condición estructural actual es de un interés relevante. Por lo tanto, se requiere primeramente evaluar la condición estructural que guarda dicho inmueble para después proponer un sistema de rehabilitación pertinente. Lo anterior representaría una alternativa de seguridad para las personas que utilizan dicha edificación.

De manera general, se puede establecer que la evaluación del estado de seguridad estructural de las construcciones debe ser una práctica constante, los daños en las estructuras no son únicamente provocados por el tiempo de vida útil que lleva la construcción, sino también por su ubicación, que en ocasiones puede ser sísmicamente activa. En este sentido, cargas accidentales como las sísmicas pueden llegar a ser excesivas y con esto afectar a las edificaciones, debilitando su estructura y disminuyendo su capacidad de resistencia.

Hoy en día, existen diversos métodos de estudio que nos permiten detectar las condiciones en las cuales se encuentra una vivienda, edificio, plaza comercial, etc. A través de estos métodos, que más adelante se describen en esta tesis, se plantea realizar los procedimientos correspondientes para estimar la capacidad con la que cuentan los elementos estructurales más importantes y posiblemente deteriorados de la construcción en estudio.

Con base en lo anterior, se plantea establecer las bases necesarias para proponer la implementación de un sistema de rehabilitación estructural, que no solamente resguarde y prolongue su vida útil, sino que también represente una solución económica y técnica para la empresa dueña de la tienda departamental a estudiar. De igual manera, la presentación, estudio, y solución de esta problemática representa una alternativa para profesionistas de ingeniería estructural que se encuentren en situaciones similares.

Por último, esta tesis de investigación comienza con el planteamiento de la problemática, donde se describe la situación actual, causas probables y soluciones posibles. Después, se exponen los antecedentes con base en investigaciones realizadas en el ámbito de rehabilitación de estructuras. Posteriormente, se presenta la justificación, es decir, se documentan las razones por las cuales debe realizarse la investigación, enfocando las aportaciones que el estudio traerá consigo. Luego, se plantea la hipótesis de la investigación, en la cual se expone la suposición que se comprobará a través del desarrollo del proyecto de intervención. Después, se define el objetivo general y los específicos que guiarán la tesis. Una vez complementados estos puntos, se procede a describir la metodología que se requiere realizar para cumplir con los objetivos previamente descritos. Posteriormente, se analizan y exponen los resultados obtenidos

de la investigación, así como los recursos financieros, humanos y materiales que fueron necesarios durante el desarrollo del proyecto. Por último, se presenta un cronograma de actividades, el cual presenta la distribución de las actividades y tiempos que fueron requeridos para la culminación de la presente investigación.

1.2. Planteamiento del problema

La variación de las propiedades dinámicas estructurales a lo largo del tiempo es un problema común al que se encuentra expuesta toda obra de ingeniería de cualquier país o región. Las estructuras deben mantenerse dentro de niveles de desempeño adecuados para garantizar su funcionalidad y evitar los costos humanos, económicos y sociales asociados a un mal comportamiento a lo largo de toda su vida útil (López et al. 2011). Un gran número de estructuras necesarias para fines de infraestructura, especialmente aquellas hechas de concreto reforzado, han sufrido una severa degradación desde su construcción debido a diversos factores adversos como los efectos combinados de los ciclos de congelación y descongelación, ambientes agresivos, sales de deshielo y cargas vivas significativamente más grandes que las de diseño, entre algunos otros factores. En este contexto, uno de los problemas más importantes que enfrentan los ingenieros civiles de hoy en día es salvar, modernizar y mantener estas estructuras en deterioro (Tayeh et al. 2013).

La rehabilitación estructural se ha convertido en una necesidad urgente a nivel mundial debido tanto a la obsolescencia de la construcción como a los requisitos más exigentes de los códigos de construcción modernos. Lo anterior, especialmente en áreas propensas a terremotos, donde mejorar las construcciones existentes se ha convertido en un objetivo primordial. Para ello se emplean cada vez más recursos económicos, lo cual se basa en el simple hallazgo de que la rehabilitación es más sostenible que la demolición y reconstrucción en términos de ahorro de energía, huella de carbono y reubicación de residentes (Aprile y Monti 2022).

Con base en los comentarios anteriores, resulta importante enfocarse en las edificaciones que han pasado la vida útil para la cual fueron diseñadas. En la mayoría de los casos, estas edificaciones muestran deterioro y desgaste en sus elementos estructurales más importantes (columnas, trabes, etc.), es por ello por lo que es pertinente una evaluación y revisión de la confiabilidad estructural que dichas construcciones guardan. Este tipo de

situaciones se pueden observar en las zonas céntricas de las ciudades, donde existen edificaciones que fueron construidas hace un periodo de tiempo considerablemente grande. Lo anterior es el caso de la tienda departamental en estudio, la cual está ubicada en la avenida Álvaro Obregón sobre el centro del primer cuadro de la ciudad de Culiacán, Sinaloa, la cual lleva en funcionamiento más de 50 años.

Tomando en cuenta los comentarios anteriores, es de suma importancia evaluar las alternativas con las que se cuenta en la actualidad para solventar este tipo de condiciones. De cierta manera, se podría decir que la solución más fácil y que no requiere estudio alguno, es la demolición de la estructura por completo. Sin embargo, lo más pertinente en la mayoría de los casos sería implementar métodos que puedan monitorear la seguridad estructural para con esto implementar un método de rehabilitación estructural adecuado. El interés en las técnicas para monitorear estructuras y con esto descubrir de manera temprana posibles daños, se ha incrementado dentro de la profesión ingenieril, en particular, entre ingenieros estructuristas, mecánicos y aeroespaciales. Los métodos actuales de identificación de daño pueden ser visuales o de localización mediante experimentos, como los métodos acústicos o ultrasónicos, métodos de campo magnético, radiografías o los métodos de campo térmico (Marulanda, Thomson y Marulanda A. 2000).

De igual manera, al momento de proponer un sistema de rehabilitación, es importante que previamente se realice un análisis de la situación estructural de la obra. Uno de los aspectos que se evalúan de la estructura que se estudia en esta tesis es el desempeño sísmico que esta podría presentar, donde se puede utilizar el Diseño Sísmico Basado en Desempeño (PBSD, por sus siglas en inglés) el cual es un procedimiento de diseño más avanzado, basado en el riesgo, con respecto al que se utiliza actualmente en el diseño utilizando factores de carga y resistencia (LRFD) (Gaxiola-Camacho et al. 2017a).

Por otro lado, es importante evaluar la confiabilidad estructural, para la cual se tienen diversos métodos, incluyendo el método de confiabilidad de primer orden (FORM, por sus siglas en inglés) y diferentes esquemas de simulaciones de Monte Carlo (MCS, por sus siglas en inglés) (Huh 2000).

Durante el servicio de vida de las estructuras de concreto, se deben presentar buenos niveles de seguridad y funcionalidad. Sin embargo, severos problemas en el diseño, construcción y uso pueden poner estos requisitos en riesgo. La rehabilitación in situ de elementos de concreto se puede implementar mediante diferentes técnicas como refuerzo externo con FRP (*Fiber Reinforced Polymer*) (Aguilar et al. 2008) o placas de acero (Tadeu and Branco 2000), incremento de las secciones de concreto (CEN, 2008) o reforzamiento de secciones fisuradas (ACI, 2001) (Aguilar y Camões 2010). De igual manera, se cuenta con otro tipo de sistemas de rehabilitación como los contraventeos restringidos al pandeo, especiales para estructuras que sufrieron daños debido a eventos sísmicos. Un CRP (Contraviento Restringido al Pandeo) es un elemento estructural que trabaja a compresión y tensión. Su función es actuar como fusible estructural, en el que protegen al sistema gravitacional de la edificación, así como a sus elementos no estructurales y contenidos, contra daño excesivo (Rodríguez Corona y Guerrero Bobadilla 2019b).

Los contraventeos restringidos al pandeo (BRB, por sus siglas en inglés), que se aplicaron por primera vez en 1989 en Japón, son ampliamente utilizados en la actualidad en todo el mundo como miembros dúctiles aprobados sísmicamente en zonas sísmicas, como las de Japón, USA, Taiwán, China, Turquía y Nueva Zelanda. (Takeuchi 2018a). El estudio y aplicación de este método de rehabilitación en México debe ser un punto importante por tomar en cuenta para el presente y futuros proyectos que se presenten en nuestro país. Debido a las características de disipación de energía, la profundización y conocimiento de estos elementos sería una alternativa importante a favor de los problemas de rehabilitación, no solo en zonas sísmicas, sino también en todas las regiones del país.

Agregando a lo comentado en el párrafo anterior, debemos tomar en cuenta que el empleo de este tipo de disipadores de energía representa una alternativa, inclusive preventiva, para las construcciones a futuro.

El estudio de los diversos sistemas de disipación, no solamente de este sistema en específico (contraventeos restringidos al pandeo), que se emplean en todo el mundo,

deben ser un punto de interés en las investigaciones que se apliquen a las problemáticas de México.

Cabe recalcar que en México contamos con varios estados con zonas sísmicas bastante activas, por lo tanto, contar con una amplia gama de soluciones y alternativas es de suma importancia para la seguridad estructural de nuestras construcciones.

De igual manera, es importante evaluar el impacto económico que pueda tener la rehabilitación para la empresa o institución que la vaya a ejecutar. En primera instancia, es primordial que se comparen los costos de la rehabilitación propuesta y los de una posible demolición de la construcción para levantar un nuevo edificio. Una vez que se descarte esta situación, se debe pasar a evaluar las diferentes alternativas de reparación o reforzamiento estructural que se encuentren, y acompañadas de las capacidades económicas de la empresa o institución responsable, tomar una decisión que cumpla estos requisitos.

Para finalizar el planteamiento del problema, se concluye estableciendo que es esencial atender la problemática de seguridad estructural que presentan varios edificios de las zonas más antiguas de las ciudades. Lo anterior se puede realizar mediante evaluaciones de confiabilidad estructural de propuestas de rehabilitación, garantizando que la estructura se conserve en niveles de servicio adecuados para los usuarios. Y en el caso particular de la tienda departamental a estudiar en esta tesis, se ha detectado una problemática de índole estructural en un área en particular del inmueble, para la cual se propondrá una rehabilitación particular que garantice la confiabilidad de esta. También, se planteará la posibilidad de llevar a cabo un estudio de los costos que conllevaría una rehabilitación utilizando contraventeos restringidos al pandeo.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Presentar una propuesta de rehabilitación estructural confiable para una tienda departamental antigua mediante la implementación de contraventeos restringidos al pandeo. Lo anterior, con la ayuda de un modelo analítico en el software ETABS.

1.3.2. Objetivos específicos

- Realizar una visita a la tienda departamental en estudio para elaborar una inspección visual del inmueble.
- Elaborar un modelo estructural de una sección específica de la tienda departamental a evaluar, utilizando el software de análisis estructural ETABS.
- Analizar e interpretar los resultados obtenidos.
- Desarrollar una propuesta de rehabilitación estructural a base de contraventeos restringidos al pandeo (CRP) en segmentos débiles de la estructura.
- Elaborar un plano estructural para ilustrar la implementación de la propuesta de rehabilitación.
- Generar un dictamen estructural de la tienda departamental fundamentado en una memoria de cálculo ejecutiva.
- Realizar un análisis de costos de la rehabilitación a implementar.

1.4. Hipótesis

Mediante la ayuda de softwares analíticos para extraer el desempeño de las estructuras, es posible implementar sistemas de rehabilitación eficientes como contraventeos restringidos al pandeo en estructuras antiguas propensas a daños estructurales.

1.5. Justificación

El estado de servicio en el que se encuentran algunas edificaciones con periodos de vida avanzados suele verse afectado por el deterioro y fatiga de sus elementos estructurales. Es por esto por lo que se requieren implementar evaluaciones periódicas que revisen si estas edificaciones cuentan con la resistencia y características mecánicas adecuadas para resistir cargas accidentales como sismos y/o viento.

Este tipo de situaciones ponen en riesgo la seguridad estructural de los inmuebles utilizados por la población, es por ello por lo que el tema de investigación propuesto en este protocolo se apega a los Programas Nacionales Estratégicos (PRONACES) del CONACYT, en específico al aporte de conocimiento e investigación para el estudio y desarrollo de viviendas.

Por medio del estudio y adquisición de conocimiento de los contraventeos restringidos contra el pandeo como un método de rehabilitación estructural para edificaciones, se puede aportar calidad y seguridad a las viviendas que se encuentren en edificaciones verticales y estén expuestas a problemas de distorsiones en entresijos por falta de rigidez y/o que se encuentren en zonas sísmicas activas, donde se requiera que las estructuras cuenten con elementos que puedan disipar la energía, como lo son los contraventeos restringidos al pandeo.

Por medio de los datos estructurales obtenidos en esta investigación, se puede llevar a cabo y desarrollar una propuesta de rehabilitación estructural mediante contraventeos restringidos al pandeo que solventa las problemáticas que puedan encontrarse en la estructura por analizar.

De manera general, la investigación que se desarrolla en esta tesis se justifica, entre otras razones, debido a que los resultados que se obtienen a través de los modelos estructurales que fueron evaluados en el software de diseño estructural ETABS, son expuestos en una memoria de cálculo y un conjunto de planos estructurales que describen claramente las especificaciones necesarias para implementar el proyecto de rehabilitación, todo esto en cumplimiento con los requisitos que especifiquen las normas y reglamentos de construcción correspondientes y aplicables en la zona de estudio.

De igual manera, los resultados que se obtienen en esta tesis se planea exponerlos ante un público en por lo menos un congreso de Ingeniería Civil.

También, la propuesta de rehabilitación que se obtuvo puede servir como una alternativa para la empresa con la cual se está colaborando, para salvaguardar la seguridad de los clientes que visiten sus instalaciones y prolongar la vida útil de la estructura, extendiendo así, los intereses económicos o de uso que tenga la empresa dueña de la edificación.

En consecuencia, como se comentó anteriormente, la metodología que se presenta en esta tesis podría servir como una vía para prolongar la vida de la edificación, descartando por un periodo de vida adicional la demolición del inmueble, lo cual representa un aspecto económico favorable para la empresa. Por otro lado, los ingenieros estructurales que

realicen estudios similares de rehabilitación pueden encontrar en este estudio una referencia que sirve de apoyo para sus proyectos.

Aunado a lo anterior, es importante mencionar que la realización de esta tesis es factible por las siguientes razones. En primera instancia, la Facultad de Ingeniería Culiacán de la Universidad Autónoma de Sinaloa cuenta con licencia para diversos softwares de análisis estructural, necesarios para la evaluación, modelado y diseño de la propuesta de rehabilitación. De igual manera, la Maestría en Ingeniería de la Construcción cuenta con un programa de estudios que abarca materias de diseño estructural impartidas por doctores especializados en el área de estructuras de ingeniería civil.

En el ámbito financiero, para la realización y culminación de esta tesis, se contó con el apoyo de CONAHCyT a través de la beca nacional para posgrados a nivel maestría, la cual se recibió en mensualidades desde el inicio del programa. Por medio de este apoyo financiero que otorga el CONAHCyT se puede enfocar el tiempo y recursos únicamente en el cumplimiento y entrega de una tesis de calidad.

Además de lo anterior, la Universidad Autónoma de Sinaloa cuenta con un convenio de colaboración con la empresa con la cual se está participando, debido a esto se contó con acceso a la tienda departamental evaluada, la cual está ubicada sobre la avenida Álvaro Obregón en el centro de la ciudad de Culiacán, Sinaloa. También, se tuvo acceso a los planos estructurales y se brindó apoyo por parte del área de estructuras de la empresa sobre temas pertinentes a esta edificación. A través de estas facilidades, se estableció una relación profesional con la empresa para trabajar en conjunto y llevar a cabo un proyecto exitoso, el cual contó con puntos de vista de las dos perspectivas: teórica y práctica, contando también con la accesibilidad a todos los documentos y necesidades previamente mencionadas.

Debido a los motivos expuestos anteriormente, se concluye esta sección de la tesis documentando que el estudio fue completamente viable y se llevó a cabo sin ningún tipo de restricción en los aspectos necesarios para obtener los resultados esperados.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Marco conceptual

2.1.1. Rehabilitación estructural

La rehabilitación estructural de una edificación consiste en la revisión de los elementos estructurales más importantes de una construcción para revisar el estado en el que se encuentra y proponer un sistema de rehabilitación adecuado que devuelva a la estructura a sus niveles de resistencia y servicio adecuados.

Es pertinente que el ingeniero a cargo de la estructura tenga un conocimiento profundo de la evaluación de la fatiga, factores de las causas, tecnología del concreto, tratamiento de superficies, etc. En este contexto, las estructuras de concreto reforzado necesitan reparaciones frecuentes dependiendo del uso de materiales de construcción de calidad, así como del empleo de mano de obra calificada. En este sentido, la reparación debe ser rentable, cumpliendo con los diversos requisitos de resistencia, durabilidad, corrosión, capacidad de carga, rigidez, desempeño funcional, permanencia y fortalecimiento para su vida útil, tal y como se muestra en la Figura 1 (Kalla, Ponnada y Mishra 2021).

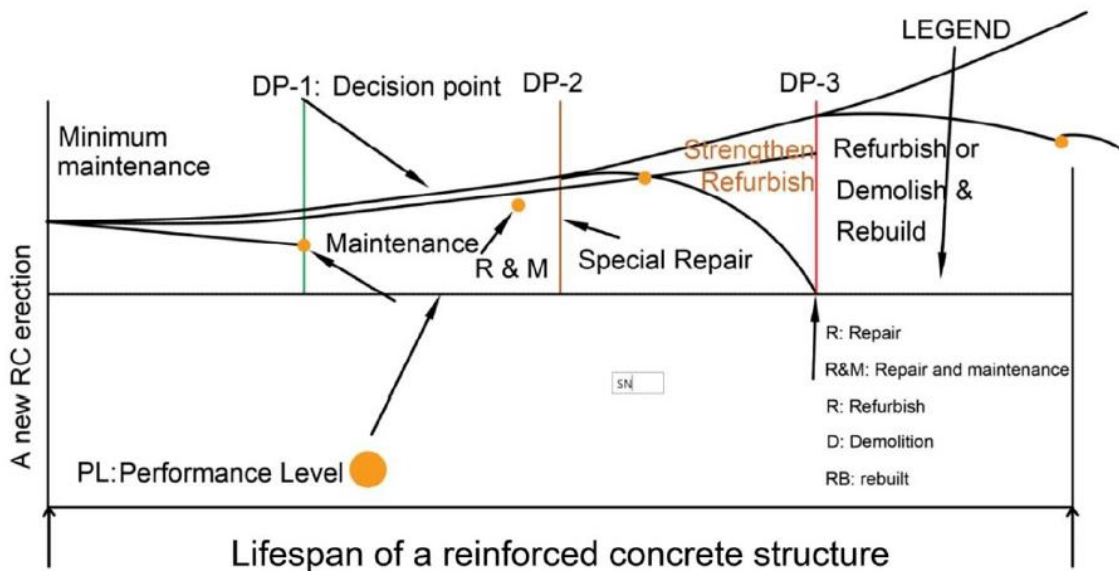


Figura 1. Ciclo de vida de una estructura de concreto reforzado (Kalla, Ponnada y Mishra 2021)

2.1.2. Sistemas de control estructural

También conocido como sistema de control de vibraciones, un sistema de control es un dispositivo, o conjunto de dispositivos, que maneja, comanda, direcciona o regula el comportamiento de un sistema a controlar (Garrido 2015).

Dichos sistemas de control estructural cuentan con tres abordajes básicos para disminuir la respuesta de una estructura ante cargas dinámicas: en primer lugar, se cuenta con la rigidización, que consiste en incorporar en la estructura elementos de alta rigidez en paralelo con sus elementos estructurales. En segundo lugar, contamos con la aislación, que consiste en incorporar, en lugares adecuados de la estructura, elementos flexibles en serie con sus elementos estructurales. Por último, se tiene el amortiguamiento, que se logra incorporando en la estructura elementos, en paralelo con sus elementos estructurales, que absorben energía (Preumont 1999).

Dichos sistemas de control estructural, a su vez, se pueden clasificar de acuerdo con el estatus en el cual se encuentran y cómo reaccionarán ante la presencia de cargas o acciones, esta clasificación es: pasivos, activos e híbridos. En este caso nuestro interés se centra en los sistemas de control estructural pasivos.

2.1.3. Sistemas de control estructural pasivos

Los dispositivos pasivos son elementos de carácter reactivo cuya respuesta no es controlable y depende únicamente de las condiciones de trabajo (o de contorno) en que se encuentren. Son sistemas que intervienen alterando las propiedades dinámicas del edificio, provocando una reducción de su respuesta estructural. Esto puede ser alcanzado ya sea por la conversión de energía cinética en calor, o por la transferencia de energía entre modos de vibración. El primer método incluye dispositivos que operan en base a principios tales como la fricción, fluencia de metales, transformaciones de fase en metales, deformaciones de sólidos viscoelásticos o fluidos. El segundo método incluye la incorporación de osciladores adicionales, los cuales actúan como absorbedores de vibraciones dinámicas (Vidal 2008). En la Figura 2 se observa esto más a detalle.

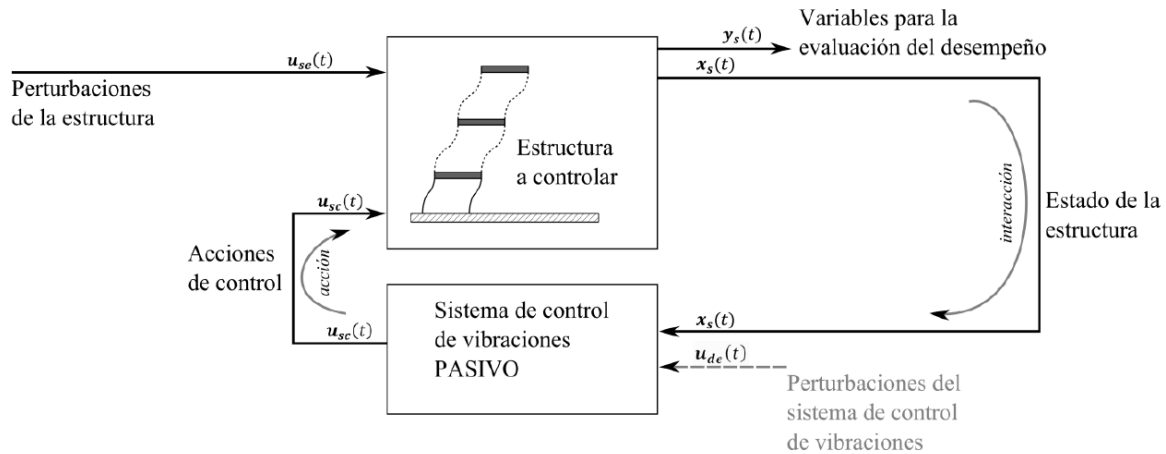


Figura 2. Sistemas de control estructural pasivos (Garrido 2015)

2.1.4. Disipadores de energía sísmica histeréticos

Los disipadores de energía sísmica son una rama de los diversos sistemas de control estructural, se les consideran sistemas de control pasivos y como su nombre lo indica sirven para mitigar la energía que provoca un sismo. Los disipadores de energía son unos dispositivos que se emplean para modificar la rigidez de la estructura logrando que los períodos naturales de vibración del edificio sean muy diferentes de los períodos predominantes de la excitación sísmica, evitando la resonancia del edificio, a su vez buscan concentrar los daños en estos elementos, mediante las deformaciones de un elemento dúctil. Suelen colocarse en arreglos diagonales en los entrepisos de las edificaciones, su funcionamiento depende básicamente de los desplazamientos relativos de la estructura, también son conocidos como disipadores metálicos, ya que se basan en la fluencia del material dúctil, por lo regular es acero (Rodríguez Corona y Guerrero Bobadilla 2019a). Un ejemplo esquemático de disipadores de energía se presenta a continuación en la Figura 3.



Figura 3. Disipadores de energía (Rodríguez Corona y Guerrero Bobadilla 2019a).

2.1.5. Contraventeo restringido al pandeo

La primera representación de los contraventeos restringidos contra pandeo (BRB, por sus siglas en inglés) se desarrolló en 1988, la mayoría de las personas e investigadores atribuyen este sistema a las investigaciones realizadas en Japón (Zhou et al. 2021).

Los contraventeos restringidos al pandeo, o BRB, son un dispositivo sísmico que consiste en un núcleo que trabaja a carga axial y un mecanismo de restricción axialmente desacoplado, que suprime el pandeo general. Las características histeréticas de este elemento son estables y casi simétricas una vez que la sección transversal completa del núcleo ha comenzado a trabajar, difiriendo solo ligeramente de la histéresis del material base. Debido a que se restringe el pandeo, no debería aparecer ninguna degradación asociada durante los ciclos de compresión. Para este comportamiento único, los BRB se pueden modelar utilizando elementos de armadura y reglas de histéresis de material uniaxial, suponiendo que la tensión se distribuye a lo largo de toda la longitud del núcleo de plástico (Takeuchi 2018b).

Estos elementos están compuestos por una placa de acero en el núcleo que disipa energía a través de su deformación axial (tensión y compresión), seguido de un espacio vacío. Después, una funda de concreto confinante restringe su pandeo, finalizando con un tubo de acero que mantiene el material confinante y aporta restricción contra el pandeo (Ballinas 2017). El núcleo será capaz de presentar modos de pandeo superiores, dependiendo de la carga crítica de pandeo de Euler. Mientras que el soporte lateral es aportado por el tubo de acero y el confinamiento conseguido por el concreto (Iwata et al., 2000). A continuación, en la Figura 4 se muestra un ejemplo ilustrativo de los componentes de los contraventeos restringidos contra pandeo.

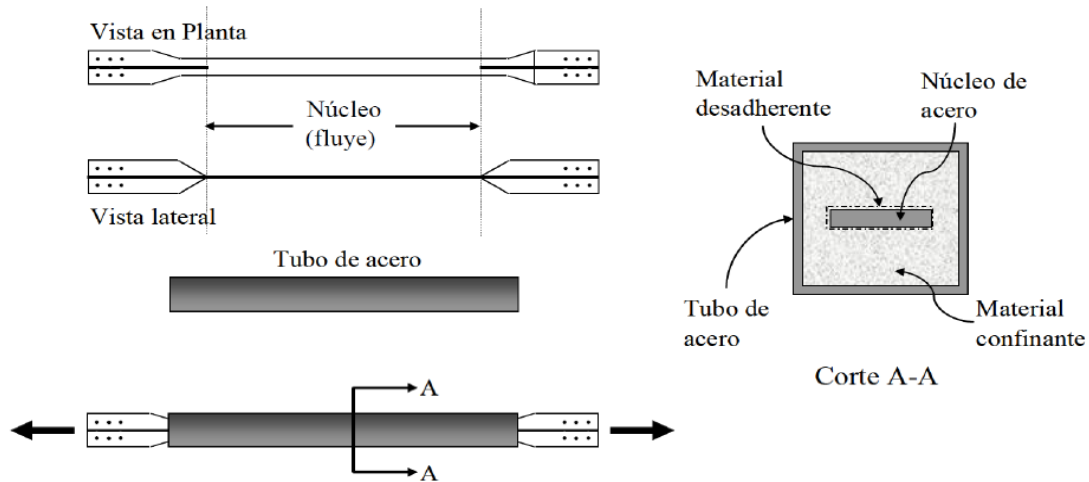


Figura 4. Componentes de los contraventeos restringidos contra pandeo (Ballinas 2017). El principio en que se basa un contraviento restringido contra pandeo consiste en aportar dicha restricción al núcleo del contraviento a través de encamisarlo con un perfil tubular de acero relleno de un material confinante (mortero o concreto). Para evitar que la capacidad de compresión del contraviento sea mayor que su capacidad a tensión, se aplica un material antiadherente al núcleo para eliminar o reducir la transferencia de esfuerzos con el material confinante.

Uno de los elementos importantes de este sistema es el agente antiadherente, el cual debe aportar lo siguiente:

- a) Evitar la transferencia de esfuerzos por fricción
- b) Proporcionar suficiente espacio libre para la expansión del núcleo cuando éste trabaje a compresión
- c) Evitar el deslizamiento de la camisa y material confinante cuando el núcleo trabaje a tensión
- d) Ser de fácil adquisición y aplicación.

Las zonas desadheridas trabajan de la siguiente forma. La primera, denotada “no fluencia no soportada” se ubica en la conexión del contraviento con la placa de soporte del marco. Esta zona no se restringe contra pandeo mediante la camisa, de tal manera que debe diseñarse para que no se pandee a compresión y no fluya a tensión. La segunda, denotada “no fluencia soportada”, constituye una transición entre la zona de conexión y

el núcleo del contraviento, de tal manera que su área transversal es mayor que la del núcleo para evitar su fluencia. La tercera, denotada “zona de fluencia” debe concentrar la plasticidad del contraviento, de tal manera que se encuentra (Coeto 2008). En la Figura 5 se ilustran todas estas zonas.

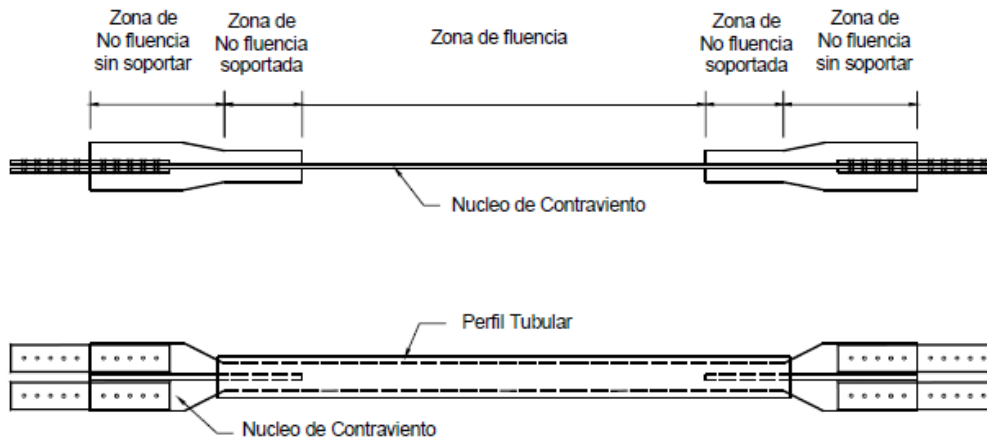


Figura 5. Detalle de contraviento desadherido (Coeto 2008)

2.1.6. Métodos de análisis sísmicos

El diseño y análisis sísmico de estructuras se puede realizar mediante uno de los siguientes cuatro procedimientos generales: (1) análisis lineal estático, (2) análisis dinámico lineal, (3) análisis no lineal estático, y (4) análisis no lineal dinámico. Estos procedimientos son utilizados en los análisis de la fuerza lateral equivalente, el análisis del espectro de respuesta, en el análisis modal y en el análisis elástico de historias en el tiempo.

En un análisis lineal, las propiedades estructurales, tales como la rigidez y el amortiguamiento, son constantes, no varían con el tiempo. Todos los desplazamientos, esfuerzos y reacciones son directamente proporcionales a la magnitud de las cargas aplicadas. En un análisis no lineal, las propiedades estructurales pueden variar con el tiempo, la deformación y la carga. La respuesta suele no ser proporcional a las cargas, ya que las propiedades estructurales suelen variar. En el análisis no lineal no es aplicable el principio de superposición, por lo tanto, solo es posible realizar un análisis estático no lineal (Pushover) o uno dinámico no lineal (response history) paso a paso en el dominio del tiempo (SEAOC, 1995) (Moreno 2006).

2.1.7. Análisis estático no lineal

El Análisis estático no lineal o análisis “*Pushover*” es una metodología para determinar la respuesta no lineal de la estructura. A diferencia del análisis dinámico cronológico no lineal o paso a paso en el dominio del tiempo, en la metodología *Pushover* se calculan los valores máximos de cualquier respuesta de la edificación, y no su historia en el tiempo (Mora, Daniel Villalba y Maldonado 2006).

El análisis *Pushover* tiene como base dos conceptos primordiales: la capacidad y la demanda. La primera puede entenderse como una característica propia de la edificación que depende de factores como la geometría de los elementos, la cantidad de refuerzo, las propiedades de los materiales como rigidez y ductilidad, entre otras. La demanda depende de un sismo en particular, representado mediante un acelerograma o un espectro de diseño, y hace referencia a las fuerzas y deformaciones impuestas por éste. De manera que la demanda, a diferencia de la capacidad, no es en teoría un valor constante, pues depende del conjunto de fuerzas externas o aceleraciones a las que se somete la edificación (Mora, Daniel Villalba y Maldonado 2006).

Para evaluar la capacidad de la edificación se debe construir la curva de capacidad, la cual se obtiene graficando los valores máximos de cortante basal y desplazamiento en el último piso (Mora, Daniel Villalba y Maldonado 2006). La Figura 6 presenta un ejemplo de una curva de capacidad.

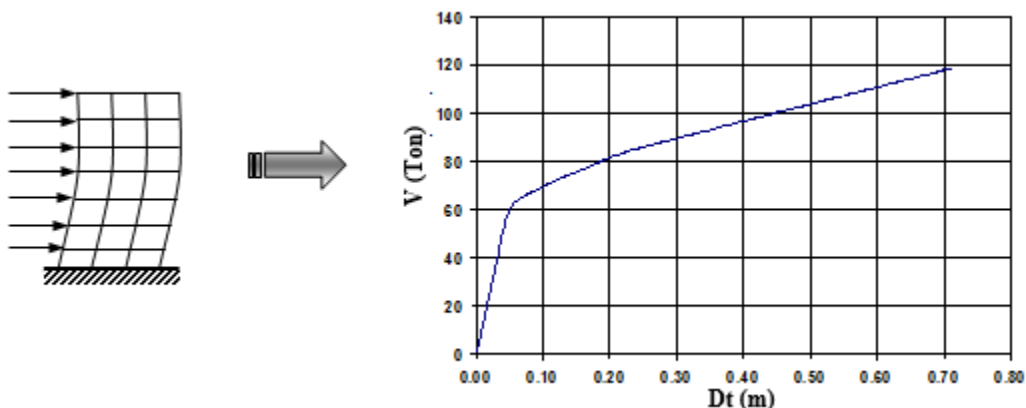


Figura 6. Representación de análisis estático no lineal para determinar curva de capacidad de una edificación (Mora y Aguilar 2015).

2.1.8. Curva y espectros de capacidad

La capacidad de una estructura es representada por una curva de capacidad. La curva de capacidad es la relación entre la resistencia de carga lateral de una estructura y su desplazamiento lateral característico (Moreno 2006).

La curva de capacidad (desplazamiento-fuerza) es convertida a aceleración y desplazamiento espectral, dando origen a una nueva curva llamada espectro de capacidad. Esta transformación de la curva de capacidad a coordenadas espectrales es realizada para poder ser comparada con el espectro de demanda (Moreno 2006).

2.1.9. Diseño sísmico basado en desempeño

El diseño sísmico basado en desempeño consiste en una filosofía que tiene como objetivo específico que, al momento de realizar el diseño de una estructura, se defina un nivel de desempeño deseado, es decir, la respuesta que se busca que tenga la estructura al momento de encontrarse con un evento sísmico de cierta magnitud. En este sentido, se evalúan diversos niveles de desempeño los cuales se refieren a las expectativas de daño que se tendrán en la estructura a la hora que se presente un terremoto (Mahoney et al. 2012).

En los procedimientos actuales, el desempeño es expresado en términos de una serie de niveles de desempeño discretos, tales como: operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención al colapso. Estos niveles de desempeño se aplican a los componentes estructurales y no estructurales, y son establecidos a un nivel especificado de daño sísmico. De igual manera, es importante que el ingeniero estructural que realice el cálculo, este en constante comunicación con los interesados y dueños de la estructura a construir, ya que, con base en sus expectativas y objetivos, se puede definir el nivel de desempeño que se busca en la estructura, por lo tanto, requieren estar al tanto de que refleja cada nivel de desempeño (Mahoney et al. 2012). La Figura 7 muestra de manera ilustrativa los diferentes niveles de desempeño que podría tener una edificación.

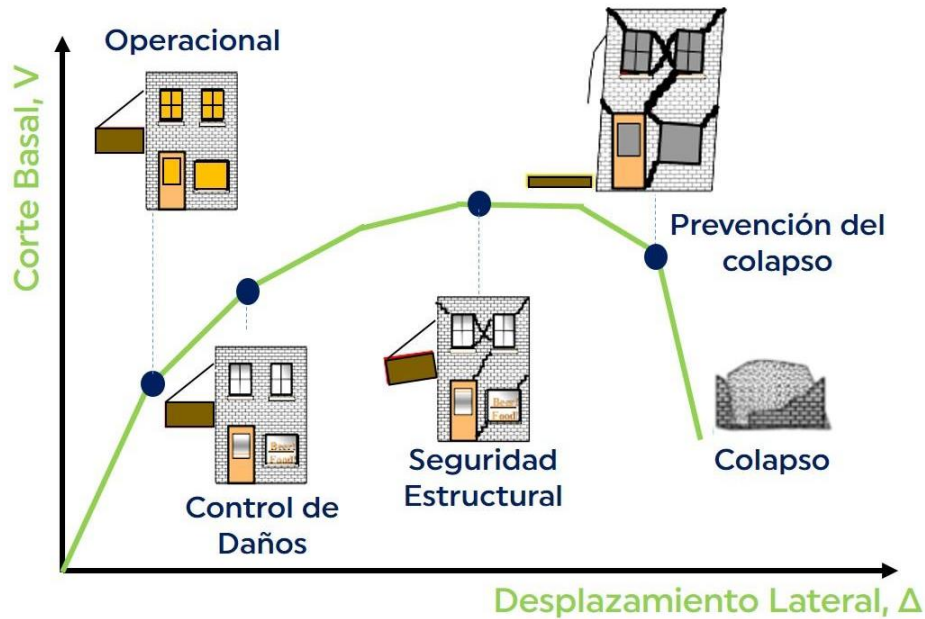


Figura 7. Evaluaciones de diseño sísmico basado en desempeño (FEMA 1997).

En resumen, el diseño sísmico basado en desempeño (PSBD, por sus siglas en inglés), representa una opción alterna al concepto de diseño de seguridad de vida que se utiliza hoy en día. El PSBD, por sus siglas en inglés, consiste en un procedimiento de diseño basado en el riesgo más avanzado que se utiliza actualmente en el diseño de factor de carga y resistencia (LRFD). En este contexto, las respuestas dinámicas de una estructura se encuentran afectadas por demasiadas incertidumbres y parámetros de diseño relacionados con la resistencia, en otras palabras, son extremadamente difíciles de predecir en la actualidad, aún más, la posible demanda sísmica a la que puede estar sometida una estructura, en este caso, la incertidumbre aumenta al tratar de predecir la carga sísmica o terremoto al cual estará sometida la edificación (Gaxiola-Camacho et al. 2017b).

El PSBD también se puede definir de la siguiente manera. Es un método de diseño/evaluación el cual considera un grupo de procedimientos mediante los cuales un sistema estructural está diseñado de manera controlada. El concepto se puede implementar siguiendo cinco pasos secuenciales: (1) seleccionar niveles de desempeño, (2) desarrollar un diseño preliminar, (3) evaluar la capacidad de la estructura con base en su desempeño, (4) comparar el desempeño de la edificación con los valores permitidos,

en términos de los riesgos asociados a estos, y (5) si los riesgos no son aceptables, se tiene que revisar y corregir el diseño inicial (Gaxiola-Camacho et al. 2017b).

En el reporte técnico FEMA-350 (2000) se define a un nivel de desempeño como: “la condición post-terremoto prevista y/o esperada para un edificio, en otras palabras, un punto bien definido en una escala que mide la cantidad de pérdida causada por los daños del terremoto” (FEMA-350, 2000).

En general, los niveles de desempeño se expresan en términos de los efectos de un sismo sobre la capacidad de la construcción para realizar sus funciones. Tales niveles se designan como plenamente operacional, operacional, seguridad de vida y cercano al colapso. Los dos primeros se refieren a las condiciones de funcionamiento posteriores al sismo y el tercero implica la existencia de un amplio margen de seguridad con respecto al colapso. El significado del cuarto nivel es obvio, la estructura se encuentra muy dañada (Esteva 2001).

A continuación, se presenta la Tabla 1, donde se observa la relación entre los niveles de desempeño mencionados anteriormente, probabilidad de excedencia, y periodos de retorno de los sismos.

Tabla 1. Tabla de desempeños sísmicos (FEMA, 2020)

Demanda Sísmica (Terremoto)		Nivel de Desempeño		
Probabilidad de Excedencia	Periodo de Retorno (Años)	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso
50% en 50 años	75	1	0	0
10% en 50 años	475	2	1	0
2% en 50 años	2475	3	2	1

2.2. Estado del arte

En el sector de la construcción, la supervisión y evaluación de las edificaciones es fundamental para garantizar la seguridad estructural de estas. En especial, aquellas edificaciones que cuentan con periodos de vida avanzados, o han sido expuestas a situaciones accidentales severas como sismos de gran magnitud. De manera general, el

deterioro de las estructuras puede llevar a su desmantelamiento o en el peor de los casos a fallas inesperadas. En consecuencia, las sociedades e industrias destinan importantes recursos para prevenir o mitigar el deterioro y los efectos negativos que estos tienen en las estructuras. Lo anterior se logra a través de medidas de diseño, mantenimiento, inspección, seguimiento, reparación y retro-adaptación. Para planificar de manera óptima estas medidas de mitigación, es crucial una evaluación adecuada de la confiabilidad de las estructuras en deterioro (Straub et al. 2020).

Es por estas razones que se han realizado investigaciones a lo largo de los años para producir o estudiar las alternativas que se puedan emplear a la hora de rehabilitar una estructura que cuente con un periodo de vida prolongado o haya sido afectada por un evento sísmico. A continuación, se describen algunas investigaciones importantes referentes a rehabilitaciones estructurales en edificios con estas características, desde métodos de rehabilitación generales, hasta reforzamientos utilizando disipadores de energía histeréticos, los cuales pertenecen a la gama de interés de este proyecto de intervención.

Menna, Auricchio y Asprone (2015), realizaron una investigación referente a las aplicaciones de los *shape memory alloys* (SMAs por sus siglas en inglés). Este sistema ha incrementado su expansión en las décadas recientes. Muchos investigadores han llevado a cabo actividades intensas para explorar dispositivos innovadores y aplicaciones, haciendo uso de materiales inteligentes. Por ejemplo, los SMAs poseen características físicas y mecánicas que los hacen candidatos exitosos para su uso en aplicaciones de ingeniería estructural. En primer lugar, los SMAs juegan un papel clave en el desarrollo e implementación de materiales y dispositivos inteligentes, que pueden ser integrados en estructuras para proveer funciones como sensores, disipadores de energía, actuación, monitoreo, adaptación propia, y sanado de estructuras. En décadas recientes, los intensos esfuerzos de investigación han sido concentrados en los campos de la ingeniería estructural, enfocando el empleo de sistemas inteligentes de ingeniería en las aplicaciones de la ingeniería civil, con un énfasis particular en la respuesta sísmica del control de estructuras. El estudio de SMAs en estructuras de concreto reforzado muestran que en los últimos años ha ganado interés debido a características específicas

que tienen estos materiales en comparación con los refuerzos comunes de acero. El uso de estos materiales genera una mejor respuesta sísmica de los elementos de concreto reforzado y ayuda a reducir en gran porcentaje las deformaciones permanentes en estos sistemas de concreto. La investigación concluye que el uso de los SMAs puede impactar de manera exitosa en el desempeño de las estructuras, ya que puede aportar en temas de monitoreo, disipación de energía, control de vibraciones, y reparación de estructuras. Por otro lado, se debe tener cuidado con la implementación de los SMAs, ya que requieren de mano de obra especialidad debido a sus aleaciones específicas, una modificación o desacierto en algunas de ellas puede provocar que su funcionamiento no sea adecuado, esta situación puede elevar su complejidad y costo de aplicación.

Algunos años después, Cabral-Fonseca et al. (2018) publicaron un artículo en el que se hace una revisión de la literatura referente al uso de los compuestos de polímero reforzado con fibra (FRP, por sus siglas en inglés) para reparar y reforzar las estructuras de concreto reforzado (RC, por sus siglas en inglés). El interés en el uso de este material ha crecido en las últimas dos décadas para reparar y reforzar elementos de concreto reforzado. Una de las técnicas más efectivas que reportaron fue la unión externa de FRP, ya sea con tiras y/o hojas de este material. Esta técnica minimiza las molestias durante la intervención aprovechando una serie de factores: intrusión mínima en la estructura original y la interrupción de su funcionamiento normal; baja masa; instalación fácil y rápida con personal y planta mínimos requisitos y versatilidad. Es importante mencionar que la efectividad de este método de rehabilitación recae en la unión que se forma entre el elemento de concreto y la fibra de carbono, esta fuerza de unión es provocada por el adhesivo de la junta. Las conclusiones de esta investigación muestran que a lo largo de los años se han realizado numerosas investigaciones que favorecen el uso de este tipo de refuerzo, sin embargo, es importante que el interés de las investigaciones se enfoque en la durabilidad ante la exposición del material al ambiente y su durabilidad a través de los años.

Por otro lado, en lo que respecta a la aplicación de polímeros reforzados con fibra, Salahaldin et al. (2022) ejecutaron una investigación acerca de los polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP, por sus siglas en inglés), en la cual el estudio se enfocó en

una investigación experimental del comportamiento de una viga dañada de concreto reforzado. La viga de concreto en estudio contaba con agrietamientos en diagonal a lo largo de su desarrollo, estos agrietamientos fueron cortados en secciones rectangulares y cuadradas. Posteriormente, se reforzaron con hojas de CFRP los peraltes de las vigas para evaluar su desempeño ante cargas. Los resultados de la investigación experimental muestran que la demolición y reconstrucción de ciertos elementos de concreto reforzado puede ser evitada, a través de la aplicación de hojas de polímeros de fibra de carbono y huecos en zonas de grietas que respeten un rango mínimo de apertura.

Recientemente, Shoukry, Tarabia y Abdelrahman (2022) documentaron el desarrollo de un nuevo método de retro-adaptación para mejorar las uniones exteriores de viga-columna deficientes utilizando diferentes placas de acero y configuraciones de ángulos. Las técnicas propuestas se diseñaron para compensar la falta de refuerzo transversal de la junta utilizando diferentes disposiciones de acero (en forma de X, placas horizontales) y una longitud de desarrollo corta de las barras de viga utilizando placas de acero unidas por anclajes externos o internos. Se considera que uno de los esquemas de reacondicionamiento propuestos es un método de reacondicionamiento aplicable para juntas deficientes con vigas transversales. En dicho artículo, se realizó una investigación experimental con 6 diferentes tipos de uniones de columnas y vigas de concreto reforzado. Estos seis especímenes de prueba se encontraban reforzados con diferentes configuraciones de ángulos y placas en sus uniones. A la hora de ensayar los elementos, se evaluaron los diferentes modos de falla, agrietamiento, comportamiento histerético, ductilidad y otros factores de desempeño que presentaban las uniones de columnas y vigas de concreto reforzado. Por medio de los resultados presentados en el artículo se demuestra que tipo de configuraciones de placas y ángulos en las uniones de vigas y columnas de concreto reforzado presentan mejores resultados y proporcionan mayor seguridad ante fallas posibles.

De igual manera, se han realizado diferentes tipos de investigaciones a lo largo de los años acerca de la aplicación y desempeño del uso de contraventeos restringidos contra pandeo en diferentes tipos de estructuras, a continuación, se describen algunos artículos. Como se mencionó anteriormente, los edificios que cuentan con problemas de

distorsiones pueden rehabilitarse a través de contraventeos restringidos al pandeo y mostrar una gran respuesta, Cueto et al. (2018) elaboraron un artículo de investigación donde se presenta una comparación de alternativas de rehabilitación de un edificio de 12 niveles ubicado en la zona del lago de la Ciudad de México, que sufrió daño ante los eventos sísmicos del 19 de septiembre de 2017. Dicho edificio cuenta con una geometría irregular en planta, en forma de “T”. La propuesta elaborada presenta tres alternativas de reforzamiento, la primera se tomó en cuenta el reforzamiento con disipadores sísmicos viscosos, la segunda opción contempla el reforzamiento a través de disipadores histeréticos del tipo contraventeos restringidos contra pandeo (CRPs), y, por último, la tercera propuesta consiste en una alternación de disipadores tipo CRPs y contraventeos convencionales (CC). La investigación experimental se realizó por medio de un modelo analítico en un software de análisis estructural (SAP2000), donde se analizaron por diversos criterios, como la carga crítica al pandeo, para evaluar el desempeño de los CRP. En las conclusiones de la investigación se describe que se optó por reforzar el edificio existente por medio de dos tipos de disipadores de energía sísmica, histeréticos y viscosos. Con la implementación de estos dos sistemas, se obtuvo una respuesta adecuada de la estructura ante cargas sísmicas, este fue el factor principal por el cual se eligió esta propuesta. Es importante recalcar que para otras condiciones estructurales o del suelo, las conclusiones podrían ser diferentes según el estudio.

Ruiz Gomez et al. (2020) realizaron una investigación donde se evaluó la fragilidad sísmica de una edificación por medio de dos alternativas de rehabilitación. El edificio del estudio cuenta con un sistema estructural a base de marcos de concreto reforzado y mampostería confinada, y se encuentran reforzados con perfiles de acero en pisos superiores; cuenta con 5 niveles y está ubicado en la Ciudad de México, de igual manera, cuenta con una planta baja débil, lo cual incremento los daños que tuvo en los eventos sísmicos del 19 de septiembre de 2017. El primer método de rehabilitación se realizó a base de encamisado de las columnas de concreto y la segunda propuesta de reforzamiento consistió en la implementación de contraventeos restringidos al pandeo. También, se agregó al estudio en análisis de la estructura sin ningún tipo de reforzamiento a manera de comparación. El análisis consistió en la lectura de las distorsiones máximas de entrepiso de los tres casos, esto para revisar y reflejar el desempeño de cada uno de

los métodos de rehabilitación. Con base en estos resultados se definieron curvas de fragilidad que dieron valores límites de DME avalados por las NTC de diseño por sismo. Las conclusiones y resultados del artículo demuestran que la técnica de rehabilitación que utiliza contraventeos restringidos contra el pandeo es igual de confiable o admisible como el encamisado de concreto, el cual es una solución más tradicional. De igual manera, se demostró que la intervención por medio de CRP es menos invasiva, ya que la primera solución con encamisados de concreto requiere hacer trabajos de recimentación.

Existen diversos tipos y configuraciones de contraventeos restringidos contra el pandeo, Koetaka, Narihara y Tsujita (2001) elaboraron un estudio experimental acerca del comportamiento estructural de contraventeos restringidos contra pandeo compuestos por cuatro perfiles cuadrados de acero. Los autores propusieron un nuevo tipo de contraventeo restringido al pandeo conformado por los perfiles mencionados, por medio de esta configuración se consigue que el sistema de contravientos sea más ligero y su costo sea más accesible, es por estos motivos que el objetivo del artículo se basa en evaluar y conseguir resultados acerca del desempeño estructural de esta alternativa de componentes para los contravientos. En la investigación en mención, se examinaron doce especímenes en total, los cuales diferían en sus tipos de conexión. El parámetro de evaluación utilizado fue el factor de seguridad ante el pandeo en las diferentes secciones de los contraventeos expuestos a cargas. A través de estas evaluaciones se obtuvieron resultados de desempeño estructural. Las conclusiones del artículo científico en estudio demostraron principalmente que las ecuaciones propuestas para el diseño para prevenir la flexión y pandeo de los elementos es aplicable. De igual manera, se establecieron especificaciones de diseño ante los diferentes tipos de conexiones que se evaluaron.

Continuando con la discusión, los marcos contraventeados requieren un enfoque en sus conexiones ya que de ellas depende gran parte del desempeño o la respuesta que tendrán ante las fuerzas laterales o distorsiones que los afecten, Fahnestock et al. (2007) realizaron una investigación experimental referente a la respuesta ante movimientos sísmicos de marcos con contravientos restringidos contra el pandeo de larga escala. El propósito de la investigación nace del desempeño deficiente estructural de estos

sistemas en distorsiones de piso contra valores entre 0.02 y 0.025 rad. Los valores anteriores se obtuvieron de pruebas que mostraron que la rigidez de los detalles de conexiones en vigas con columnas proporciona grandes demandas de flexión que ocasionan modos de falla no deseados. En este caso, para realizar el estudio, se propuso un edificio típico de oficina de 5 niveles ubicado en Los Ángeles, el cual se representó en un marco elevado en laboratorio. Para evaluar los marcos contraventeados de gran escala se realizaron programas experimentales que calcularon la capacidad para soportar distorsiones importantes y ductilidades altas cuando los contraventeos restringidos contra pandeos se instalan de forma correcta. Estos programas o pruebas se analizaron a través de simulaciones de sismos y una prueba cíclica cuasi-estática. Las conclusiones del estudio demuestran que los contravientos revisados mostraron una gran capacidad y los modos de falla esperados fueron evitados a través de las conexiones correctamente elaboradas, las cuales proporcionaron un excelente comportamiento ante eventos sísmicos.

En este mismo marco de referencia, Yooprasertchai y Warnitchai (2008) publicaron un estudio experimental dedicado a la examinación de la aplicabilidad de los contraventeos restringidos al pandeo en edificios de concreto que contaba con poca altura. Previo al análisis de los CRP, los autores realizaron un ajuste a los especímenes típicos que se utilizaban para experimentar este tipo de contravientos, ya que tenían un pobre desempeño cerca de la zona de fluencia del material. Una vez que se implementó un mejor diseño de estos especímenes, los resultados de fluencia fueron satisfactorios en tensión y compresión. Después de tener este problema resuelto, el estudio se enfocó en estudiar el refuerzo de una columna de concreto reforzado a través de un CRP diagonal, el cual fue evaluado por medio de cargas cíclicas cuasi-estáticas. Las conclusiones y resultados del estudio demostraron que este tipo de sistema de rehabilitación funciona adecuadamente. El desempeño del sistema ante movimientos laterales, la ductilidad ante cargas repetidas de ciclos histeréticos y un incremento en la disipación de energía.

A través de los artículos e investigaciones expuestas, se puede observar que existe un vacío y/o poco de conocimiento referente al estudio y aplicación de sistemas de disipación de energía especializados, como como los contraventeos restringidos al pandeo. Por lo

tanto, esta tesis contribuye de manera positiva para empezar a utilizar este tipo de soluciones en diversos tipos de estructuras que cuenten con marcos accesibles.

3. METODOLOGÍA

La metodología a seguir en la presente tesis de investigación consiste en las siguientes ocho etapas: (1) descripción general del inmueble seleccionado, (2) visita a la tienda departamental, (3) revisión de planos estructurales, memorias de cálculo y estudios existentes, (4) elaboración y análisis estructural de modelo matemático de la edificación en el software ETABS, (5) diseño de elementos de rehabilitación, (6) elaboración de planos estructurales de rehabilitación, (7) elaboración de memoria de cálculo, (8) análisis de costos de implementación. La metodología se ilustra en un diagrama de flujo al final del capítulo. A continuación, se describen cada una de las etapas de la metodología.

3.1. Descripción general del inmueble seleccionado

El presente proyecto de intervención consta de la rehabilitación de una tienda departamental, la cual está ubicada sobre la avenida Álvaro Obregón, esquina con calle Constitución, sobre el primer cuadro en el centro de la ciudad de Culiacán, Sinaloa. En la Figura 8 se puede observar a detalle la localización del inmueble bajo estudio.



Figura 8. Localización del inmueble seleccionado a rehabilitar para proyecto de intervención, coordenadas: (24.7982509, -107.3936008).

Dicho inmueble está constituido por una edificación de 3 niveles, estructurados a base de marcos de columnas y vigas de concreto, con sistemas de losas aligeradas por medio

de nervaduras y casetones en dos direcciones. Las columnas cuentan con secciones de 50 x 50 cm en planta baja y 45 x 45 cm en planta alta, también se cuenta con secciones de 25 x 40 en muro de mampostería posterior. Las vigas cuentan con secciones de 40 x 48 cm en ambos niveles y las nervaduras cuentan con una sección de 20 x 48 cm en ambos niveles. La losa aligerada cuenta con una capa de compresión de 6 cm y los nervios se encuentran separados a 80 cm. De igual manera, las traveses de la losa de azotea se encuentran apoyadas sobre una armadura a base de perfiles de acero. La cimentación está conformada a base de zapatas aisladas que se conectan a las columnas a través de dados de concreto. La Figuras 9, 10 y 11 ilustran las plantas arquitectónicas de la tienda departamental a ser analizada.

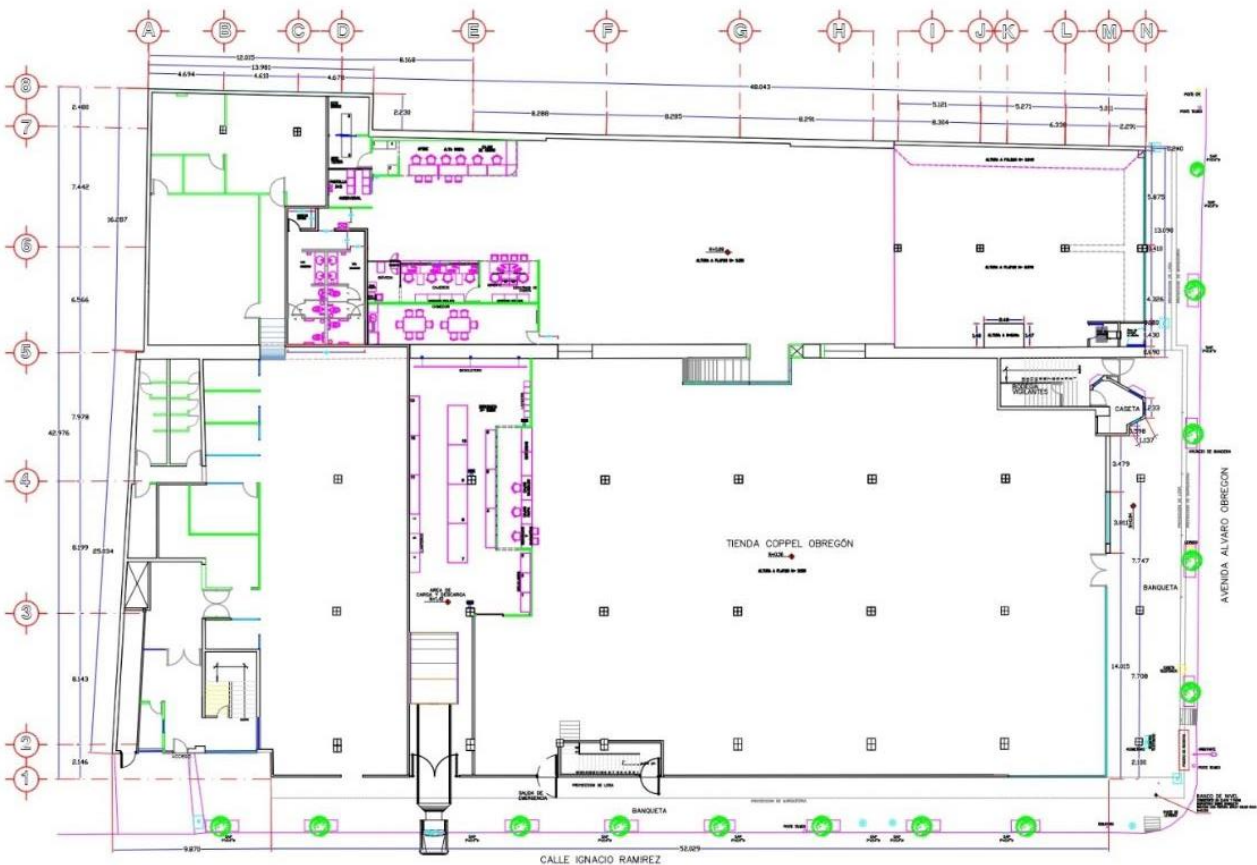


Figura 9. Planta arquitectónica baja de tienda departamental en estudio

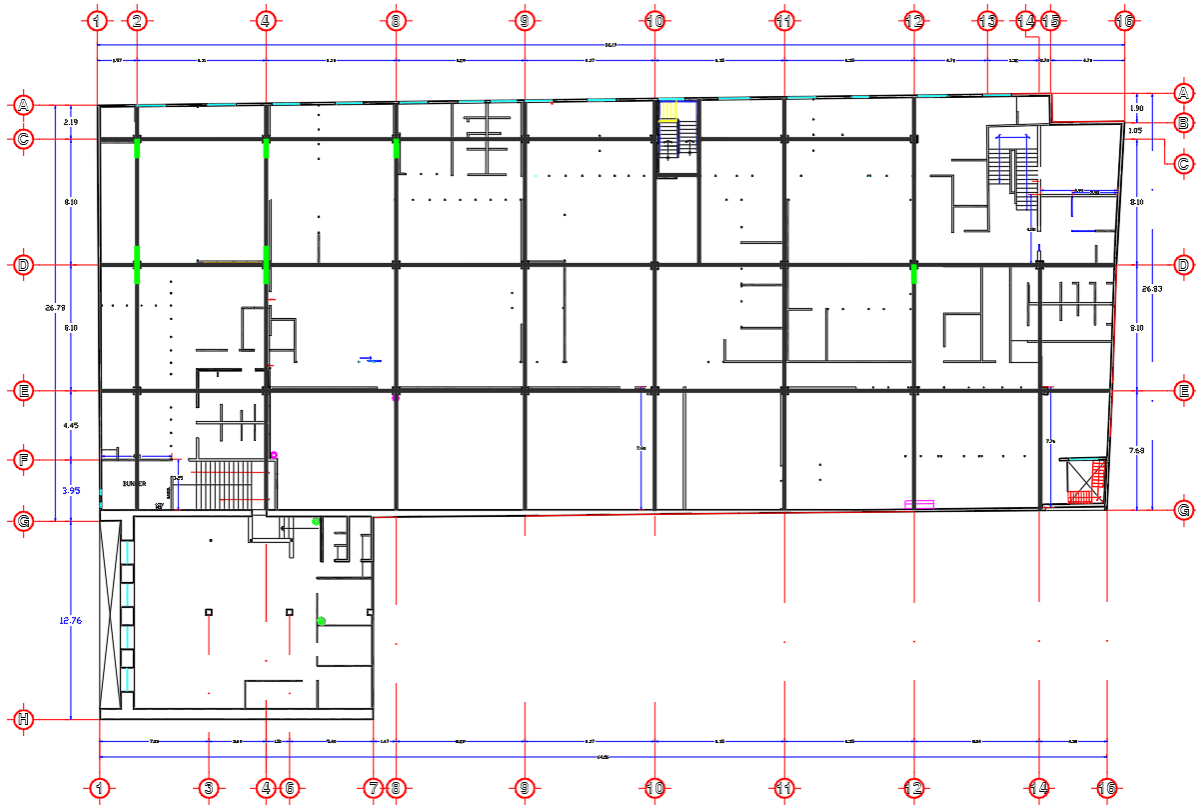


Figura 10. Planta arquitectónica primer nivel de tienda departamental en estudio.



Figura 11. Planta arquitectónica segundo nivel de tienda departamental en estudio.

3.2. Visita de inspección a la tienda departamental

Previo a la visita a la tienda departamental se solicitaron los planos arquitectónicos y estructurales del inmueble en estudio al departamento de estructuras de la empresa colaboradora. Una vez que se obtuvieron los planos existentes de la tienda departamental, se ubicaron las zonas de interés para la visita que se tenía prevista.

El área de estructuras de la empresa colaboradora permitió el acceso a la zona de tienda del inmueble, donde se realizó una inspección visual donde se apreciaron los elementos estructurales que se encuentran más deteriorados y que forman parte de los marcos más importantes de la estructura. Se acudió al sitio con los equipos de seguridad personal (EPP) necesarios y solicitados por la empresa, los cuales constaban de casco, chaleco, lentes de seguridad y botas de trabajo. De igual manera, se llevó equipo para ejecutar y registrar la inspección, como lo fue: cinta métrica, planos estructurales impresos, cámara fotográfica y herramienta para anotar.

Durante el transcurso de la visita, se realizaron mediciones a una selección de columnas para corroborar los datos que contienen los planos estructurales. A continuación, en la Figura 12, se adjunta una captura de evidencia de las mediciones realizadas en la visita de inspección.



Figura 12. Fotografía de visita de inspección al inmueble en estudio

Este tipo de observaciones fueron comparadas en sitio con los planos estructurales impresos que se llevaron a la visita, se registraron observaciones en una libreta/bitácora

y se tomaron fotos de todas las acciones realizadas. De igual manera, se especificaron los puntos donde se podrían ubicar y requerir contraventeos, tomando en cuenta los claros críticos de la tienda departamental y la disponibilidad de bloquear el espacio entre columnas para proponer los contraventeos restringidos contra el pandeo.

Después de concluir la visita, se realizó una reunión con los involucrados en el proyecto de intervención para compartir las observaciones y despejar las dudas y/o aclaraciones que se generaron en la visita de inspección. En dicha reunión, una vez que se aclararon las dudas, se estableció que se podía continuar con el proceso del proyecto y comenzar con la elaboración del modelo estructural en el software ETABS, con base en los planos estructurales ya corroborados.

3.3. Revisión de planos estructurales, memorias de cálculo y estudios existentes

Una vez aclaradas las dudas con el departamento de estructuras de la empresa colaboradora, referente a la vista de inspección que se realizó al inmueble, se procedió a revisar y preparar la información necesaria para elaborar el modelo matemático de la estructura. Del mismo modo, la empresa colaboradora nos compartió estudios que se realizaron a la edificación en 2015, donde se descubrieron columnas, vigas, losas y zapatas para revisar el acero de refuerzo que tenía la edificación. Algunas evidencias de estos procedimientos se presentan a continuación en la Figura 13.



Figura 13. Escarificado y extracción de corazón de concreto en columnas.

De igual manera, se realizaron extracciones de corazones de concreto para determinar la resistencia a la compresión de los principales elementos estructurales. Los resultados arrojaron un $f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$ en columnas de planta baja y $f'c = 160 \text{ kg/cm}^2$ en columnas de planta alta. Se hicieron pruebas a los demás elementos para determinar su resistencia.

También, se hicieron pruebas de calidad a las soldaduras de la armadura donde se apoyan las trabes de la losa de azotea.

3.4. Elaboración y análisis estructural del modelo matemático de la edificación en el software ETABS

Para realizar el modelo matemático del inmueble en estudio se seleccionó el software de análisis estructural para edificios ETABS, debido a su facilidad de trabajo con diferentes plantas y que cuenta con las herramientas necesarias para aplicar los análisis previstos en este proyecto de intervención.

3.4.1. Elaboración de modelo matemático

Con base en la información revisada previamente que se compartió por la empresa colaboradora y se revisó en la visita de inspección se procedió a realizar el modelo matemático 3D de la tienda departamental.

Se inicio definiendo el *grid* con las medidas originales del plano arquitectónico, posteriormente se definieron los materiales de concreto y acero, con sus respectivas características y resistencias especificadas anteriormente en los estudios. Una vez definidos los materiales, se procedió a definir las secciones de cada uno de los elementos estructurales. Las vigas y columnas se conformaron como elementos tipo *frame*, con sus respectivas dimensiones señaladas en plano y corroboradas en físico. El sistema de losas de primer, segundo y tercer nivel se constituyó por medio de un elemento tipo *slab*, con modelado de tipo *Shell-Thin*, con un espesor de 6 cm que representaba la capa de compresión de la losa. Para los nervios se utilizaron elementos tipo *frame* con las dimensiones de nervadura previamente especificadas. Una ilustración del modelo matemático en el software ETABS se presenta a continuación en la Figura 14.

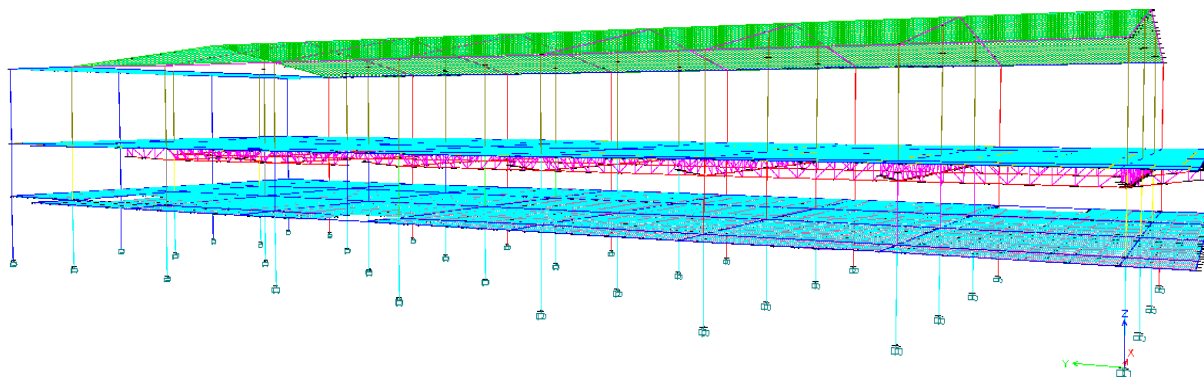


Figura 14. Modelo matemático de estructura en software ETABS.

3.4.2. Asignación de propiedades de secciones

Al terminar de elaborar la geometría del modelo en ETABS, se comenzó por definir las propiedades de los materiales, los cuales fueron mencionados anteriormente con base en los estudios que se hicieron a los principales elementos estructurales. Posteriormente se definieron las secciones a utilizar, con base en los planos arquitectónicos y los estudios realizados para descubrir el acero de refuerzo de columnas y vigas, se definieron las propiedades de cada una de las columnas y vigas del inmueble, colocando el acero de refuerzo con el que contaban e indicando al software que el análisis se realizara para *chechar* su resistencia. La Figura 15 muestra las propiedades de la columna principal PB.

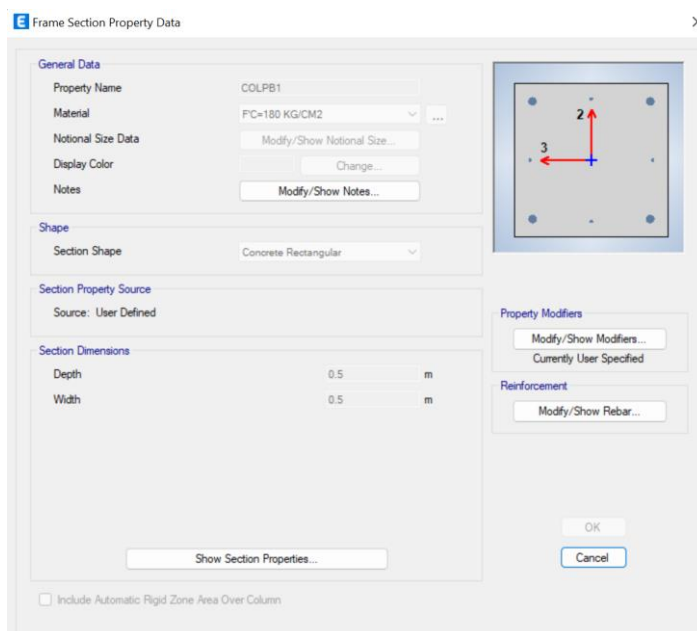


Figura 15. Propiedades de sección de columna de planta baja

La Tabla 2 muestra una relación de las propiedades de los materiales que conforman a las secciones cargadas en el modelo matemático de ETABS.

Tabla 2. Propiedades de las secciones del modelo en ETABS.

Nombre	Material	Dimensiones	Area	J	I33	I22
			m ²	m ⁴	m ⁴	m ⁴
COL PN E2	f'c=160 kg/cm ²	0.45 x 0.45 m	0.203	5.78E-03	3.42E-03	3.42E-03
COL PN E3	f'c=160 kg/cm ²	0.45 x 0.45 m	0.203	5.78E-03	3.42E-03	3.42E-03
COL PN E4	f'c=160 kg/cm ²	0.45 x 0.45 m	0.203	5.78E-03	3.42E-03	3.42E-03
COL PN E5	f'c=160 kg/cm ²	0.45 x 0.45 m	0.203	5.78E-03	3.42E-03	3.42E-03
COL PN E6	f'c=160 kg/cm ²	0.45 x 0.45 m	0.203	5.78E-03	3.42E-03	3.42E-03
COL PN E7	f'c=160 kg/cm ²	0.45 x 0.45 m	0.203	5.78E-03	3.42E-03	3.42E-03
COL PN E8	f'c=160 kg/cm ²	0.45 x 0.45 m	0.203	5.78E-03	3.42E-03	3.42E-03
COL PN E9	f'c=160 kg/cm ²	0.45 x 0.45 m	0.203	5.78E-03	3.42E-03	3.42E-03
COL PN2 E2	f'c=160 kg/cm ²	0.40 x 0.25 m	0.1	1.27E-03	5.21E-04	1.33E-03
COL PN2 E3	f'c=160 kg/cm ²	0.40 x 0.25 m	0.1	1.27E-03	5.21E-04	1.33E-03
COL PN2 E4	f'c=160 kg/cm ²	0.40 x 0.25 m	0.1	1.27E-03	5.21E-04	1.33E-03
COL PN2 E5	f'c=160 kg/cm ²	0.40 x 0.25 m	0.1	1.27E-03	5.21E-04	1.33E-03
COL PN2 E6	f'c=160 kg/cm ²	0.40 x 0.25 m	0.1	1.27E-03	5.21E-04	1.33E-03
COL PN2 E7	f'c=160 kg/cm ²	0.40 x 0.25 m	0.1	1.27E-03	5.21E-04	1.33E-03
COL PN2 E8	f'c=160 kg/cm ²	0.40 x 0.25 m	0.1	1.27E-03	5.21E-04	1.33E-03
COL PN2 E9	f'c=160 kg/cm ²	0.40 x 0.25 m	0.1	1.27E-03	5.21E-04	1.33E-03
COLPB1	f'c =180 kg/cm ²	0.50 x 0.50 m	0.25	8.80E-03	5.21E-03	5.21E-03
COLPB2	f'c =180 kg/cm ²	0.25 x 0.40 m	0.1	1.27E-03	1.33E-03	5.21E-04
COLPB2 2	f'c =180 kg/cm ²	0.40 x 0.25 m	0.1	1.27E-03	5.21E-04	1.33E-03
COLPN1	f'c=160 kg/cm ²	0.45 x 0.45 m	0.203	5.78E-03	3.42E-03	3.42E-03
COLPN2	f'c=160 kg/cm ²	0.25 x 0.40 m	0.1	1.27E-03	1.33E-03	5.21E-04
COL. CIRC	A992Fy50	0.25 m	0.012	1.61E-04	8.00E-05	8.00E-05
TRABES	f'c =180 kg/cm ²	0.40 x 0.48 m	0.192	5.08E-03	3.69E-03	2.56E-03
VSEC PN	f'c =180 kg/cm ²	0.20 x 0.48 m	0.096	9.45E-04	1.84E-03	3.20E-04
VSEC SN	f'c =180 kg/cm ²	0.20 x 0.48 m	0.096	9.45E-04	1.84E-03	3.20E-04

3.4.3. Análisis de cargas

Una vez elaborado el modelo matemático 3D de la estructura se continuo con el análisis estructural, iniciando con la aplicación de las cargas especificadas en el reglamento de construcción de la Ciudad de México y manuales de diseño por sismo y viento de la Comisión Federal de Electricidad (CFE).

3.4.3.1. Carga muerta

Con base en la memoria de cálculo compartida por la empresa colaboradora, las cargas muertas utilizadas para el diseño de la estructura en su momento fueron las siguientes, mostradas en la Tabla 3:

Tabla 3. Carga muerta de losa de entrepiso y azotea

Losa de primer y segundo nivel CM			
Elemento	Espesor (m)	Ymat (kg/m³)	C. Muerta (kg/m²)
Piso			35
Instalaciones			15
Plafón			10
Relleno			375
Sobrefirme			200
Adicional RCDF			40
Total			675
Losa de azotea o tercer nivel CM			
Elemento	Cantidad (m)	Ymat (kg/m³)	C. Muerta (kg/m²)
Piso			35
Instalaciones			15
Plafón			10
Adicional RCDF			40
Total			100

Para el análisis de esta tesis, únicamente se actualizó la información referente a la carga adicional por mortero y concreto que asciende a 40 kg/m², por lo tanto, la carga muerta de primer y segundo nivel resultó en 675 kg/m² y la carga muerta de azotea o tercer nivel resultó en 100 kg/m².

3.4.3.2. Carga viva

De igual manera, se revisó la memoria de cálculo compartida por la empresa colaboradora y se encontró que la carga viva considerada para uso de comercio fue de 250 kg/m².

Sin embargo, revisando la tabla de cargas vivas unitarias del reglamento de construcción de la Ciudad de México, se encontró que la carga viva considerada para un destino de

piso o cubierta de comercio asciende a 350 kg/m^2 , con base en la observación número 6 de la tabla, que menciona que atendiendo al destino del piso se determinara con los criterios de la sección 2.2 la carga unitaria, W_m , que no será inferior a 3.5 kN/m^2 (350 kg/m^2) y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas colocadas en lugares fácilmente visibles de la edificación. A continuación, se adjunta la Tabla 4 con las cargas vivas especificadas por el reglamento de construcción de la Ciudad de México.

Tabla 4. Tabla de cargas vivas unitarias del RCCM.

Destino de piso o cubierta	W	W _a	W _m	Observaciones
a) Habitación	0.8	1.0	1.9	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0	1.8	2.5	2
c) Aulas	1.0	1.8	2.5	
d) Comunicación para peatones	0.4	1.5	3.5	3 y 4
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4	3.5	4.5	5
f) Otros lugares de reunión	0.4	2.5	3.5	5
g) Comercios, fábricas y bodegas	$0.8W_m$	$0.9W_m$	W_m	6
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	0.15	0.7	1.0	4 y 7
i) Azoteas con pendiente mayor de 5%; otras cubiertas, cualquier pendiente	0.05	0.2	0.4	4, 7, 8 y 9
j) Volados en vía pública	0.15	0.7	3	

3.4.3.3. Carga por sismo

Para realizar el análisis por sismo se comenzó por definir un espectro de respuesta con apoyo del procedimiento descrito en el manual de diseño por sismo de la comisión federal

de electricidad (CFE) de 2015. Utilizando el procedimiento descrito y siguiendo los pasos especificados, nos apoyamos en el software PRODISIS para obtener el espectro sísmico de diseño, del mismo modo, se utilizaron las coordenadas divididas entre 5.5 para obtener el espectro de servicio. Posteriormente, se introdujeron los espectros calculados al modelo estructural en ETABS.

El espectro de diseño modificado obtenido en PRODISIS se calculó utilizando los siguientes factores que modifican al espectro, los cuales son adimensionales: Factor de comportamiento sísmico $Q = 3$, factor de sobre resistencia índice $R_0 = 2$, factor empleado para definir la variación del espectro en la rama descendiente $\rho = 1$ y factor correctivo por irregularidad $\alpha = 1$.

En la Figura 16 se muestra el espectro obtenido con la ayuda del software PRODISIS.

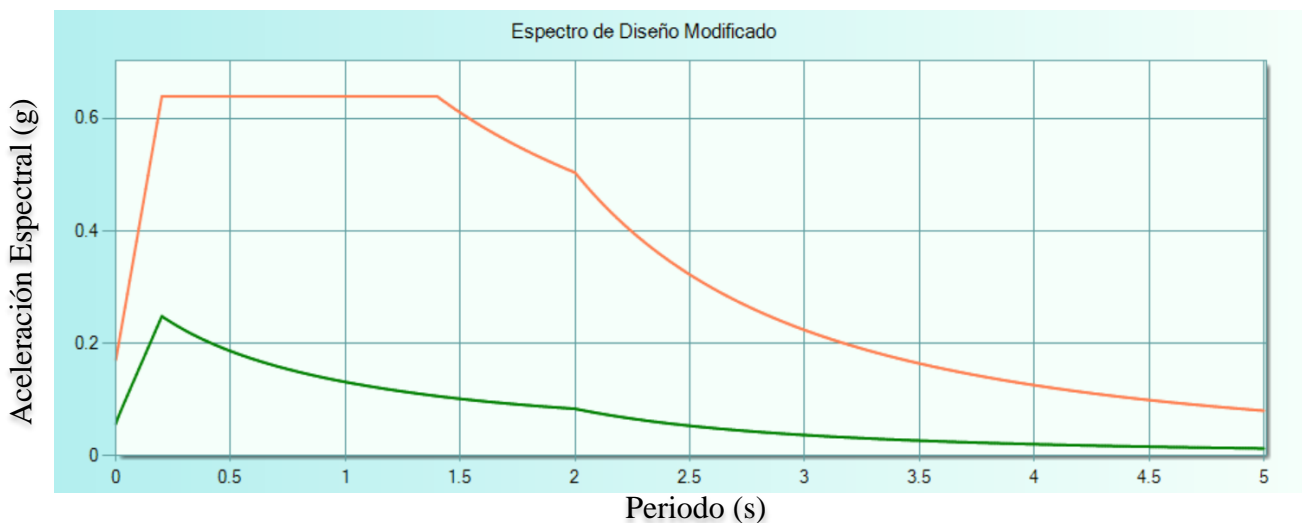


Figura 16. Espectro de diseño modificado en PRODISIS.

3.4.3.4. Carga por viento

Las cargas por viento se identificaron y calcularon con apoyo del manual de diseño por viento de la comisión federal de electricidad (CFE) de 2020. Con base en el procedimiento descrito se clasifico para la estructura en los rangos correspondientes para obtener la presión dinámica de la base, con los siguientes datos:

- Clasificación de la estructura según su importancia: B
- Categoría del terreno: 4
- Clase de la estructura según su tamaño: C

- Velocidad regional para el periodo de retorno requerido: $V_R = 200$ km/h
- Factor de exposición: $F_c = 1$, $F_{rz} = 0.815$, $F_\alpha = 0.815$ (adimensionales)
- Factor de topografía local: $F_T = 1$ (adimensional)
- Calculo final de $V_d = F_t F_\alpha V_R = (1.0) (0.815) (200) = 163.04$ km/h
- Factor por corrección por temperatura y altura: $ASNM = 84$ m, $r = 24.9$ °C, $\Omega = 753.64$ mm de Hg, $G = 0.992$ (adimensional).

A continuación, la Ecuación 1 permite calcular la presión dinámica de la base.

$$q_z = 0.0048 * G * V_d^2 = 126.53 \text{ kg/m}^2 \quad (1)$$

Donde:

G = Factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar (adimensional).

V_d = Velocidad básica de diseño (km/h).

Por último, se aplicaron los coeficientes de presiones exteriores sobre muro de barlovento, sotavento, laterales y techo, mediante el procedimiento descrito en el manual. En dicho manual se especifica el diagrama de flujo que se presenta en la Figura 17, en este se muestra el procedimiento para obtener las cargas por viento.

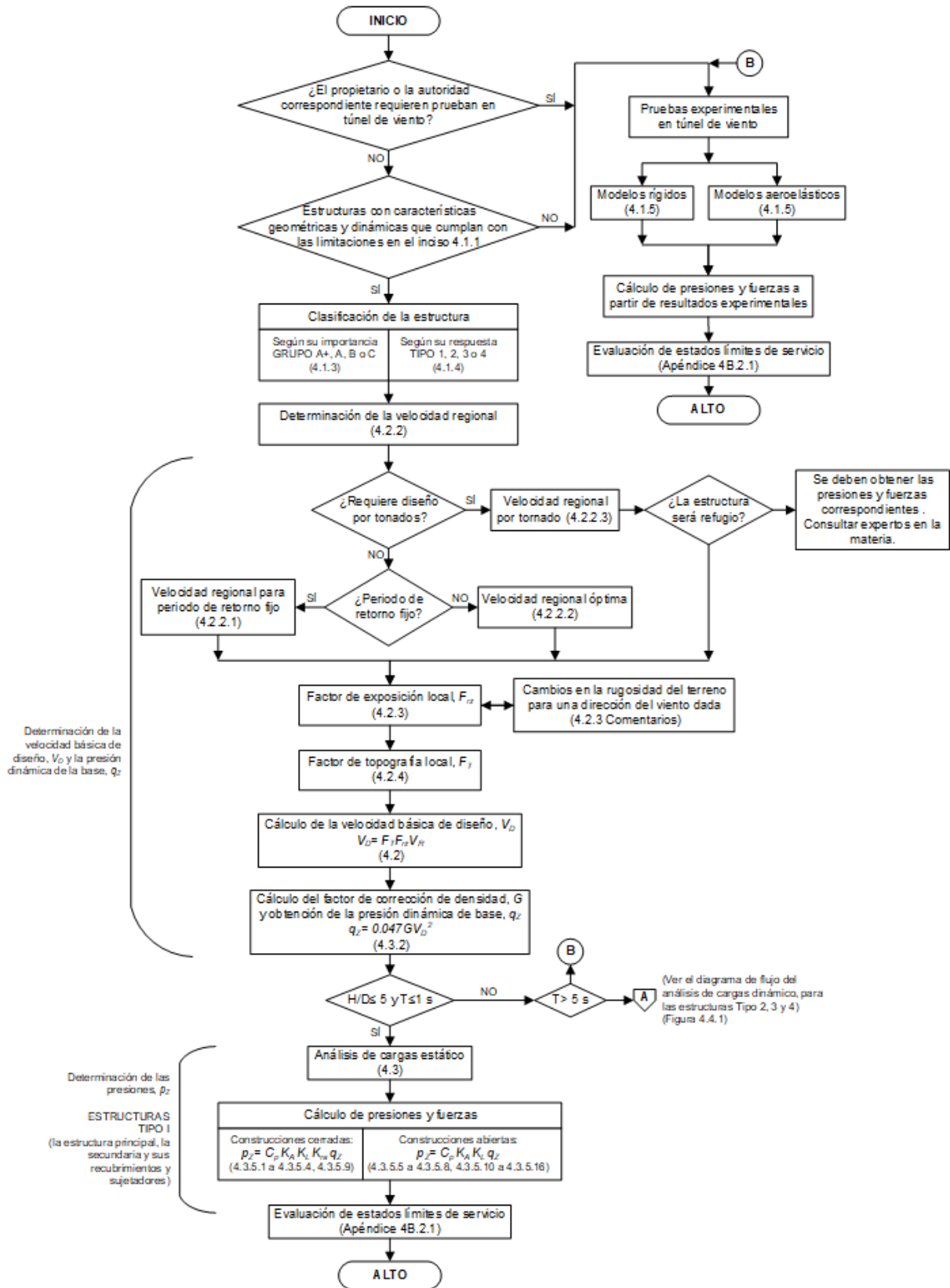


Figura 17. Diagrama de flujo de procedimiento de diseño por viento (CFE, 2020).

3.4.4. Combinaciones de carga

Una vez que se cuenta con el modelo estructural con las cargas gravitacionales y accidentales aplicadas, se procede a definir y cargar las combinaciones de carga que se utilizan para el diseño de los elementos estructurales. Es por ello, que con base en lo que menciona el reglamento para concreto estructural del ACI 318-19, se cargaron las siguientes combinaciones de carga:

- Combinaciones de carga (adimensionales) para resistencia/diseño:

$$1.4 D$$

$$1.2 D + 1.6 L + 0.5 L_r$$

$$1.2 D + 0.5 L + 1.3 W$$

$$1.2 D + L + W + 0.5 L_r$$

$$1.2 D + 0.8 W$$

$$0.9 D + 1.0 W$$

$$1.2 D + 1.0 L \pm 1.0 S_X \pm 0.33 S_Y$$

$$1.2 D + 1.0 L \pm 1.0 S_Y \pm 0.33 S_X$$

$$0.9 D \pm S_X \pm 0.33 S_Y$$

$$0.9 D \pm S_Y \pm 0.33 S_X$$

- Combinaciones de carga (adimensionales) de servicio:

$$D + L_r$$

$$D + 0.5 L \pm S_X \pm 0.33 S_Y$$

$$D + 0.5 L \pm S_Y \pm 0.33 S_X$$

$$0.9 D \pm S_X \pm 0.33 S_Y$$

$$0.9 D \pm S_Y \pm 0.33 S_X$$

$$0.9 D + W$$

D: Carga Muerta, L: Carga Viva, L_r: Carga Viva Reducida, S_X: Sismo X, S_Y: Sismo, W: Viento

3.4.5. Análisis y diseño estructural del modelo

La revisión de los elementos estructurales del modelo matemático sin elementos de rehabilitación se realizó a través de los códigos de diseño del ACI 318-19 y AISC 360-16, para el diseño de elementos de concreto reforzado y para elementos de acero estructural, respectivamente. Estos códigos de diseño se encontraban previamente cargados en el software ETABS.

3.5. Diseño de elementos de rehabilitación

Una vez finalizados los procedimientos de análisis estructural, se pasó a la etapa de diseño estructural del proyecto de rehabilitación, donde se dimensionaron los elementos que conforman el contraventeo restringido al pandeo, de igual manera con el uso del software ETABS.

3.6. Elaboración de planos estructurales de rehabilitación

Se realizó un conjunto de planos estructurales en el software de dibujo AutoCAD, que contienen información referente al dimensionamiento de los elementos de rehabilitación, ubicación de los elementos, detalles de refuerzo y especificaciones de construcción.

3.7. Memoria de cálculo

Los datos, dimensiones y cálculos que se obtuvieron a través de ETABS y los análisis correspondientes fueron integrados en una memoria de cálculo por medio de las herramientas de Microsoft Office Word y Excel. Dicha memoria de cálculo está conformada por la información general del proyecto, descripción del procedimiento empleado, capturas de los resultados y planos de las propuestas de rehabilitación con dimensiones, ubicación y especificaciones de implementación.

3.8. Análisis de costos de implementación

Una vez que se contaba con los planos estructurales y memoria de cálculo definidas, se procedió a realizar el análisis de costos de implementación del método de rehabilitación definido con apoyo del software Microsoft Excel y OPUS. En dicha etapa, se cotizaron y realizaron las tarjetas de precios unitarios que conforman al presupuesto total de rehabilitación.

3.9. Recursos técnicos

La aplicación de los procesos descritos anteriormente fue posible debido a los siguientes recursos técnicos.

Equipo:

- Computadora/Laptop.
- Cámara fotográfica.
- Extensómetro.

Software:

- ETABS.
- PRODISIS.
- AutoCAD.
- Microsoft Excel.
- Microsoft Office.
- OPUS

El uso del software de diseño estructural fue posible, ya que la Universidad Autónoma de Sinaloa cuenta con las licencias del software de análisis estructural mencionados anteriormente.

Cursos:

- Materias optativas de análisis estructural, diseño de concreto y diseño de acero.
- Cursos de manejo de software ETABS a través de la plataforma Udemy.
- Curso de diseño y aplicación de contravientos restringidos al pandeo de DAMPO.

A continuación, se muestra un diagrama de flujo en la Figura 18, que presenta el procedimiento expuesto anteriormente.

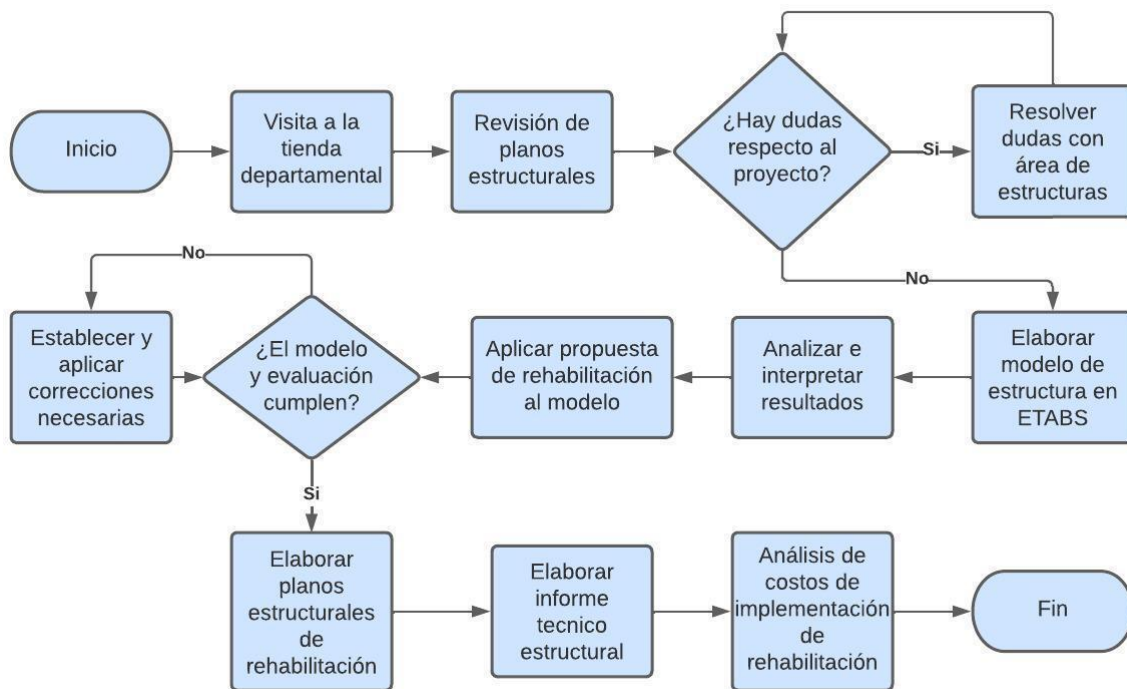


Figura 18. Diagrama de flujo de la metodología

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados del modelo matemático de la tienda departamental que se presentan a continuación están separados en dos versiones del modelo. En la primera versión del modelo, se presentan resultados del estado actual de la tienda departamental, sin ningún tipo de rehabilitación o reforzamiento estructural, donde se compara la respuesta de la estructura referente a los límites de resistencia y servicio establecidos en el reglamento de construcción.

En la segunda versión del modelo, se presentan resultados de la tienda departamental rehabilitada, aplicando contraventeos restringidos al pandeo concéntricos en “X”, en uno y dos niveles. Dichos resultados, presentan la respuesta de la estructura rehabilitada ante los límites de resistencia y servicio establecidos en el reglamento de construcción de la ciudad de México.

También, se presenta el diseño de los contraventeos restringidos al pandeo, donde se comparan los elementos mecánicos correspondientes a las fuerzas axiales que deben soportar los contravientos, con su resistencia nominal y esperada calculada en una hoja de cálculo de cada uno de los CRP diseñados y colocados en el modelo rehabilitado.

Por último, se presenta un análisis de los costos de implementación del sistema de rehabilitación, con base en precios actualizados de materiales, mano de obra y equipo para realizar los trabajos de reforzamiento a base de contravientos restringidos al pandeo y trabajos adicionales.

A continuación, se muestran los resultados del modelo matemático de la tienda departamental sin rehabilitación, con base en los límites de falla y servicio.

4.1. Análisis y diseño del primer modelo matemático de la tienda departamental sin rehabilitación en ETABS

Una vez que se contó con la geometría del modelo, las propiedades de los materiales definidas, las cargas y combinaciones de carga aplicadas, se revisó el modelo matemático de la edificación con base en los siguientes casos de carga y las siguientes preferencias de diseño en ETABS, mostradas en las Figuras 19 y 20.

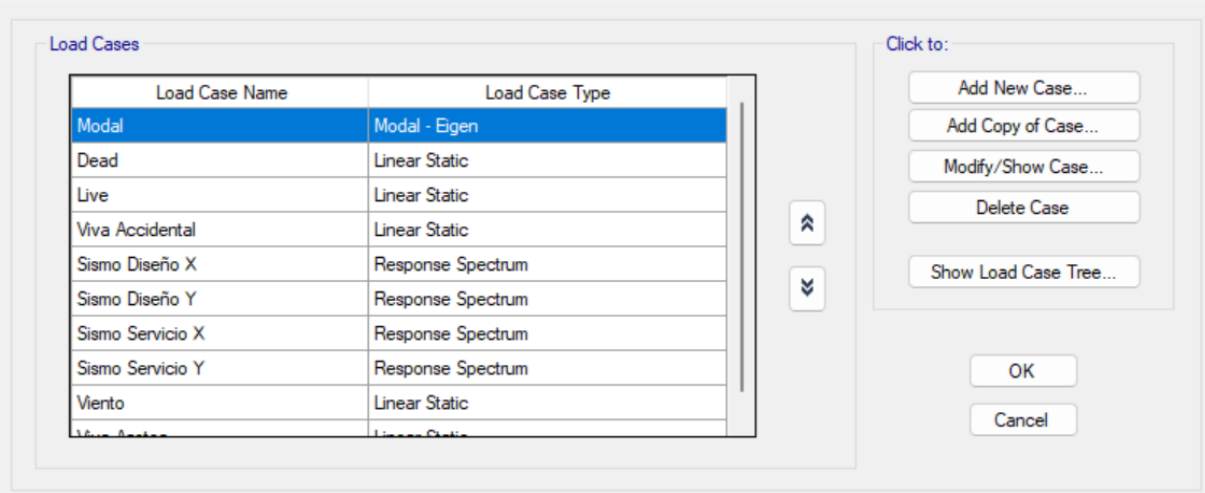


Figura 19. Casos de carga.

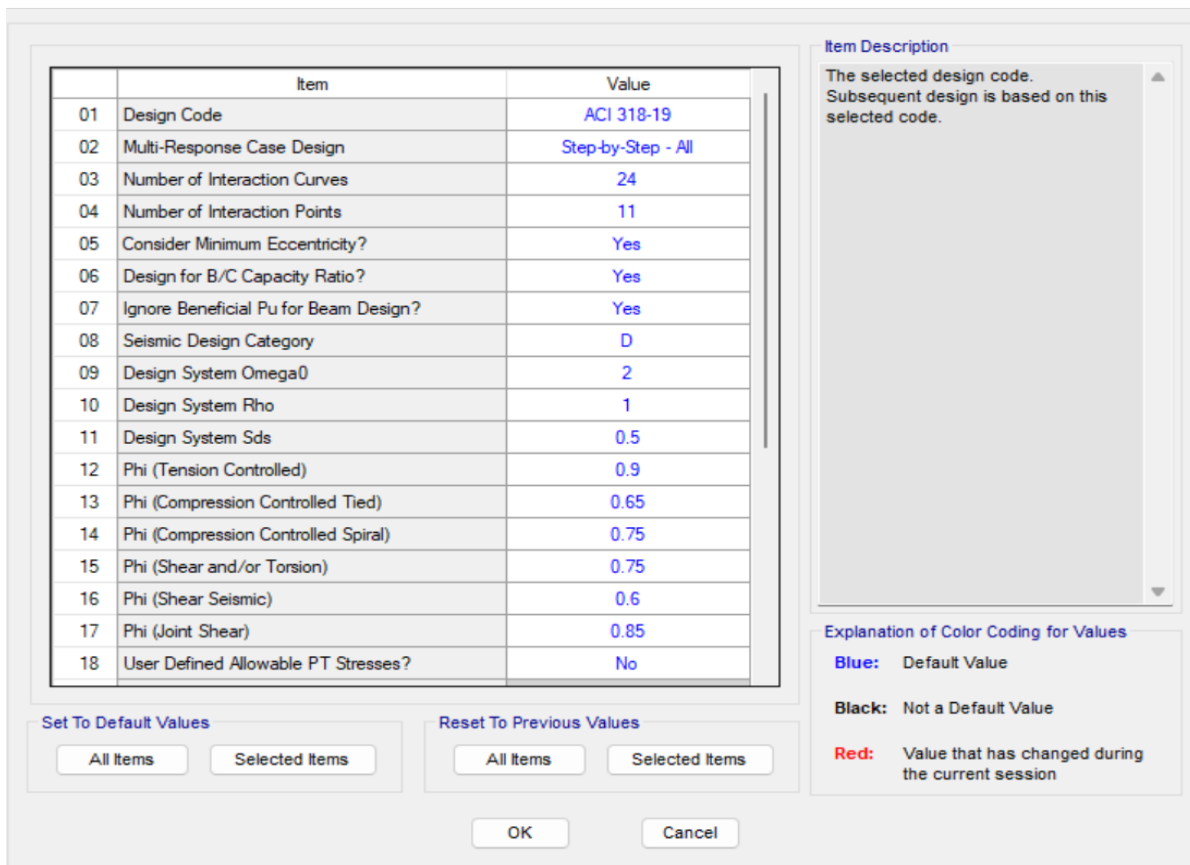


Figura 20. Preferencias de diseño de elementos tipo *frame* de concreto

Derivado del análisis modal, se obtuvieron los modos de vibrar al revisar los desplazamientos del caso modal espectral, la Figura 21 muestra una captura del primer modo de vibrar de la estructura.

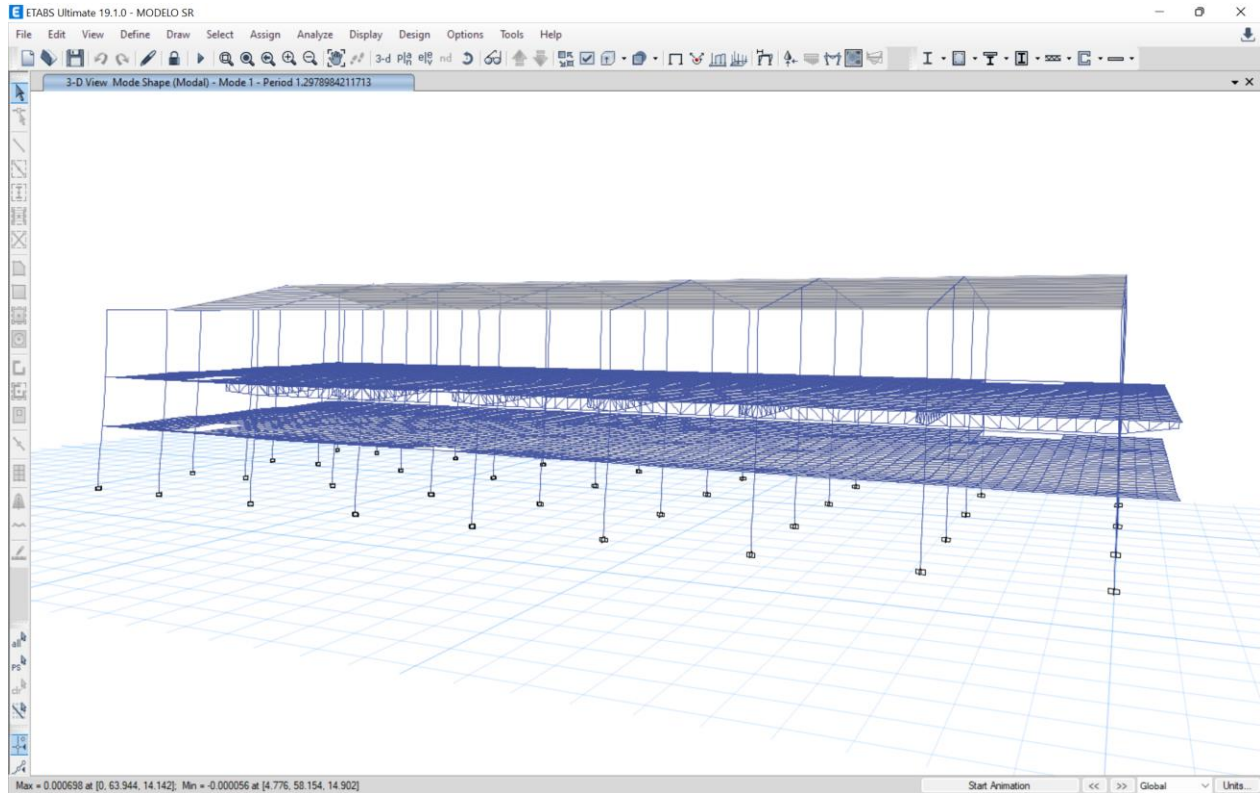


Figura 21. Primer periodo fundamental de vibración de la estructura.

La Tabla 5 muestra los primeros 5 modos de vibrar. De igual manera, se realiza una comparación de la diferencia entre los periodos fundamentales de vibración.

Tabla 5. Periodo fundamental de vibración de la estructura

No.	Periodo fundamental de vibración (s)
1	1.297898421
2	1.265983923
3	1.212356723
4	0.540872518
5	0.422287353

Se observa que el primer modo de vibración de la edificación es superior 1 s, por lo tanto, la estructura cuenta con un alto periodo de vibrar para contar con 3 niveles y no encontrarse en una zona sísmica de preocupación.

4.1.1. Resistencia de elementos estructurales con base en estados límite de falla.

Con base en el criterio de estados límites de falla establecido en las normas técnicas complementarias de diseño de estructuras de concreto, se obtuvieron los siguientes resultados que se muestran de manera grafica en la Figura 22, donde se muestra de manera general el análisis de los elementos estructurales tipo *frame*.

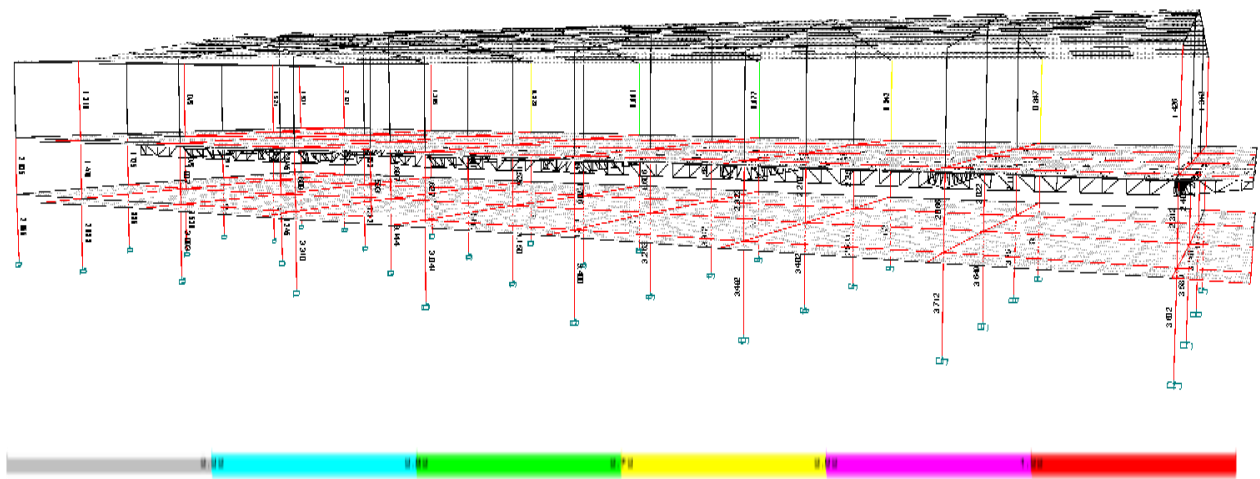


Figura 22. Resultados gráficos de diseño de elementos tipo *frame* de concreto reforzado.

En dicho gráfico, se puede observar que prácticamente todas las columnas y vigas de la edificación no pasan por límites de falla, por lo tanto, aparecen de color rojo. Únicamente cinco columnas sobre el eje E de la edificación, cumplen con los criterios de diseño para límites de falla, sin embargo, prácticamente se descartan, ya que representan una parte muy pequeña del conjunto de elementos estructurales.

A continuación, la Tabla 6 muestra una relación de las ratios de capacidad de las columnas de planta baja, donde se observa que todas las columnas están trabajando a más del 100% de su capacidad, lo que provoca su falla.

Tabla 6. Relación de columnas de planta baja con ratio PMM y As requerido

Nivel	Código	Sección	PMMRatio	Combinación de Carga	AsMin	As
					m ²	m ²
PB	1996	COL PN E9	3.89	0.9 D - SX + 0.33 SY	0.0020	0.001135
PB	1995	COL PN E9	4.01	0.9 D - 0.33 SX + SY	0.0020	0.001135
PB	1976	COLPB1	2.99	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0025	0.002323
PB	1975	COLPB1	2.97	0.9 D - SX + 0.33 SY	0.0025	0.002323
PB	1974	COLPB1	3.18	0.9 D - 0.33 SX + SY	0.0025	0.002323
PB	135	COLPB2	28.45	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.0010	0.002323
PB	134	COLPB2	1.42	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.0010	0.002323
PB	133	COLPB2	1.42	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.0010	0.002323
PB	132	COLPB2	1.42	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.0010	0.002323
PB	131	COLPB2	1.42	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.0010	0.002323
PB	46	COLPB1	3.64	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0025	0.002323
PB	45	COLPB1	3.59	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0025	0.002323
PB	44	COLPB1	3.60	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0025	0.002323
PB	43	COLPB2	1.42	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.0010	0.002323
PB	42	COLPB2	11.87	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.0010	0.002323
PB	41	COLPB2	10.83	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.0010	0.002323
PB	40	COLPB1	3.75	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0025	0.002323
PB	39	COLPB1	3.65	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0025	0.002323
PB	38	COLPB1	3.71	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0025	0.002323
PB	34	COLPB1	3.53	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0025	0.002323
PB	33	COLPB1	3.40	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0025	0.002323
PB	32	COLPB1	3.49	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0025	0.002323
PB	28	COLPB1	3.34	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.0025	0.002323
PB	27	COLPB1	3.26	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.0025	0.002323
PB	26	COLPB1	3.40	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.0025	0.002323
PB	22	COLPB1	3.21	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.0025	0.002323
PB	21	COLPB1	3.15	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.0025	0.002323
PB	20	COLPB1	3.04	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.0025	0.002323
PB	16	COLPB1	3.18	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0025	0.002323
PB	15	COLPB1	3.14	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.0025	0.002323
PB	14	COLPB1	3.31	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.0025	0.002323
PB	10	COLPB1	3.30	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0025	0.002323
PB	9	COLPB1	3.25	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0025	0.002323
PB	8	COLPB1	3.09	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0025	0.002323
PB	4	COLPB1	3.59	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0025	0.002323
PB	2	COLPB1	3.53	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0025	0.002323

Los resultados expuestos muestran un PMM ratio, que se refiere a la ratio de demanda/capacidad de la columna, es decir, la sumatoria de las ratios de demanda/capacidad de la fuerza axial y momento de pandeo. Este indicador muestra que tan sobrepasada esta la columna de su capacidad de resistencia.

A continuación, la Tabla 7 muestra la relación de capacidad/demanda de las columnas de primer nivel de la edificación, de igual manera, se muestran los requerimientos de acero de refuerzo para las columnas.

Tabla 7. Relación de columnas de planta baja con ratio PMM y As requerido

Nivel	Código	Sección	PMMRatio	Combinación de Carga	AsMin	As
					m ²	m ²
PN	2000	COL PN E9	1.647	0.9 D - SX + 0.33 SY	0.002025	0.001135
PN	1999	COL PN E9	1.725	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.002025	0.001135
PN	1989	COL PN E9	1.479	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.002025	0.001135
PN	1988	COL PN E9	2.035	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.002025	0.001135
PN	1987	COL PN E9	1.952	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.002025	0.001135
PN	736	COL PN E7	1.609	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.002025	0.003561
PN	275	COL PN E2	2.312	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.002025	0.001135
PN	216	COL PN E7	1.533	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.002025	0.003561
PN	130	COL PN2 E2	4.893	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.001000	0.001135
PN	129	COL PN2 E9	5.169	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.001000	0.001135
PN	128	COL PN2 E8	4.995	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.001000	0.001703
PN	127	COL PN2 E7	3.752	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.001000	0.003419
PN	126	COL PN2 E6	3.256	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.001000	0.004297
PN	125	COL PN2 E5	3.73	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.001000	0.003419
PN	124	COL PN2 E4	4.972	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.001000	0.001703
PN	123	COL PN2 E3	4.109	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.001000	0.002606
PN	122	COL PN E9	2.526	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.002025	0.001135
PN	121	COL PN E8	2.353	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.002025	0.001652
PN	120	COL PN E7	1.617	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.002025	0.003561
PN	119	COL PN E6	1.484	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.002025	0.004077
PN	118	COL PN E5	1.584	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.002025	0.003561
PN	117	COL PN E4	2.25	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.002025	0.001652
PN	116	COL PN E3	2.114	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.002025	0.002555
PN	115	COL PN E2	2.273	0.9 D - SX + 0.33 SY	0.002025	0.001135
PN	114	COL PN2 E9	8.685	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.001000	0.001135
PN	113	COL PN E8	2.451	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.002025	0.001652
PN	112	COL PN E7	1.697	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.002025	0.003561
PN	111	COL PN E6	1.526	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.002025	0.004077
PN	110	COL PN E5	1.606	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.002025	0.003561
PN	109	COL PN E4	2.21	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.002025	0.001652
PN	108	COL PN E3	2.022	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.002025	0.002555
PN	107	COL PN E2	2.409	0.9 D - SX + 0.33 SY	0.002025	0.001135
PN	106	COL PN E8	1.907	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.002025	0.001652
PN	105	COL PN E6	1.627	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.002025	0.004077
PN	104	COL PN E5	1.706	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.002025	0.003561
PN	103	COL PN E4	2.323	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.002025	0.001652
PN	102	COL PN E3	2.066	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.002025	0.002555

Por último, la Tabla 8 muestra la relación de capacidad/demanda de las columnas de segundo nivel de la edificación, de igual manera, se muestran los requerimientos de acero de refuerzo para las columnas.

Tabla 8. Relación de columnas de segundo nivel con ratio PMM y As requerido

Nivel	Código	Sección	PMMRatio	PMMCombo	AsMin	As
					m ²	m ²
AZOTEA	2237	COL PN E9	1.52	0.9 D - SX + 0.33 SY	0.002025	0.001135
AZOTEA	2236	COL PN2 E9	1.64	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.001000	0.001135
AZOTEA	2089	COL PN E2	1.31	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.002025	0.001135
AZOTEA	2088	COL PN2 E3	<u>0.85</u>	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.001000	0.002606
AZOTEA	2087	COL PN2 E4	<u>0.84</u>	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.001000	0.001703
AZOTEA	2086	COL PN2 E5	<u>0.68</u>	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.001000	0.003419
AZOTEA	2085	COL PN2 E6	<u>0.66</u>	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.001000	0.004297
AZOTEA	2084	COL PN2 E7	<u>0.83</u>	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.001000	0.003419
AZOTEA	2083	COL PN2 E8	1.31	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.001000	0.001703
AZOTEA	2082	COL PN2 E9	2.12	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.001000	0.001135
AZOTEA	2081	COL PN E9	1.93	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.002025	0.001135
AZOTEA	2077	COL PN E9	1.32	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.002025	0.001135
AZOTEA	2075	COL PN E2	1.43	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.002025	0.001135

Anteriormente, en la Figura 21, se mostró una captura de los resultados gráficos del análisis, donde se observan cinco columnas en la planta superior que tenían color diferente a rojo. Estas cinco columnas son las únicas que pasaron el análisis sin rehabilitar y se reflejan subrayadas en la tabla 9, donde su PMM ratio esta debajo de 1. De igual manera, las columnas que se muestran anteriormente arrojaron mensajes de advertencia y error de diseño, los cuales señalan en específico el modo de falla de la columna. La Tabla 9 muestra un resumen de manera general de los modos de falla que arrojó el análisis y diseño de los principales elementos estructurales (trabes y columnas).

Tabla 9. Modos de falla en columnas, trabes y nodos

No	Sección	Mensaje
1	Columna	Beam/Column capacity ratio exceeds limit
2	Columna	Delta_ns exceeds 1.4 (ACI 318-14 6.2.6, 6.6.4.5.1).
3	Columna	Column factored axial load exceeds Euler Force
4	Trabe	Shear stress due to shear force and torsion together exceeds maximum allowed.
5	Nodo	Beam/Column capacity ratio exceeds limitJoint shear ratio exceeds limit

4.1.2. Distorsiones y desplazamientos de elementos estructurales con base en estados límite de servicio.

En el siguiente apartado se procederá a revisar, en primer lugar, las distorsiones de entrepiso con base en la respuesta de la estructura ante los casos de carga de espectros de respuesta de sismo de diseño en dirección “X” y “Y”. Del mismo modo, se revisarán los resultados para los espectros de servicio en dirección “X” y “Y” que se cargaron.

Dichas distorsiones se evaluarán conforme a los rangos permitidos en la Tabla 10 de factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto de las normas técnicas complementarios de diseño por sismo 2020.

Tabla 10. Extracto de factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto (NTC Sismo, 2020).

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q (Adimensional)	Y_{max} (Adimensional)
Marcos	Alta	N/A	4.0	0.030
	Media		3.0	0.020
	Baja		2.0	0.015

Posteriormente, se evaluarán los desplazamientos o flechas de las trabes y losas que se tienen en la edificación. Esta revisión se realizará con base en la sección 4 de estados límite de servicio de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, donde se menciona que el estado límite de los desplazamientos de las edificaciones cumplirá siempre y cuando no exceda un desplazamiento vertical en el centro de trabes en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 más 5 mm. Por lo tanto, con base en la información mencionada, la Tabla 11 muestra los desplazamientos verticales permisibles para los distintos claros que tienen las trabes de la edificación.

Tabla 11. Desplazamientos permisibles de traves

No	Tramo	Sentido	Longitud (cm)	Desplazamiento Permisible (cm)
1	A-B	Dirección X	276	1.650
2	B-C	Dirección X	810	3.875
3	C-D	Dirección X	810	3.875
4	D-E	Dirección X	768	3.700
5	1 a 2	Dirección Y	235	1.479
6	2 a 3	Dirección Y	831	3.963
7	3 a 4	Dirección Y	838	3.992
8	4 a 5	Dirección Y	829	3.954
9	5 a 6	Dirección Y	837	3.988
10	6 a 7	Dirección Y	835	3.979
11	7 a 8	Dirección Y	835	3.979
12	8 a 9	Dirección Y	809	3.871
13	9 a 11	Dirección Y	428	2.283
14	9 a 12	Dirección Y	579	2.913

La Figura 23 contiene una captura de la sección transversal con los nombres indicados.

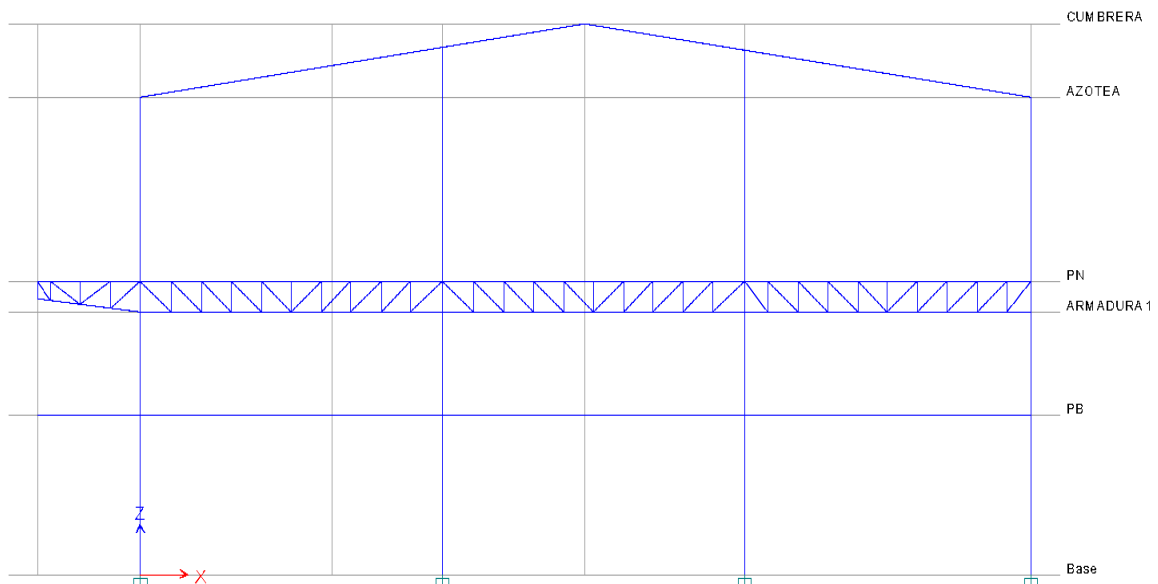


Figura 23. Nombre de niveles de modelo matemático.

De igual manera, la Figura 24 muestra una planta de la edificación donde se observan las distancias de claros y ejes en sentido X y Y.

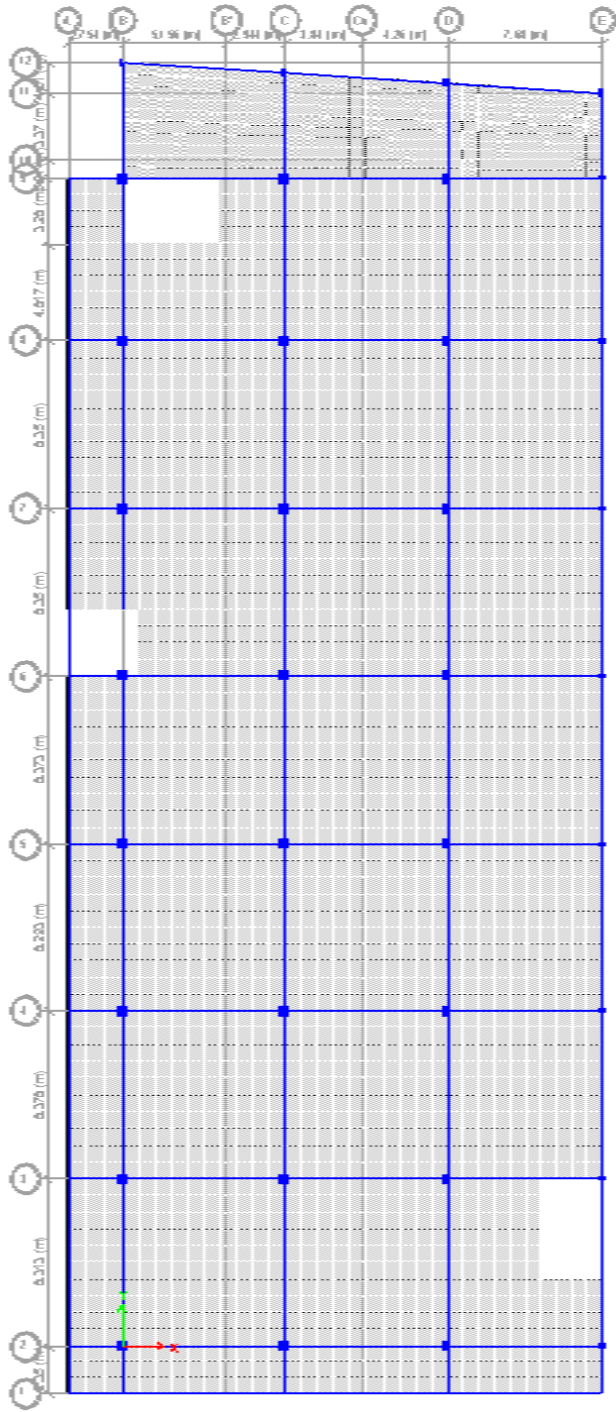


Figura 24. Planta con longitudes de claros y ejes en sentido X y Y.

4.1.2.1. Distorsiones de elementos estructurales con base en estados límite de servicio.

El siguiente apartado muestra los resultados obtenidos de las respuestas de la estructura ante las cargas laterales de sismo servicio en dirección "X" y "Y", lo que provoca distorsiones que no pueden pasar de un valor de 0.015 establecido en la sección anterior.

La Figura 25, muestra una gráfica de los desplazamientos máximos por nivel, con base en el caso de carga de sismo de diseño en X.

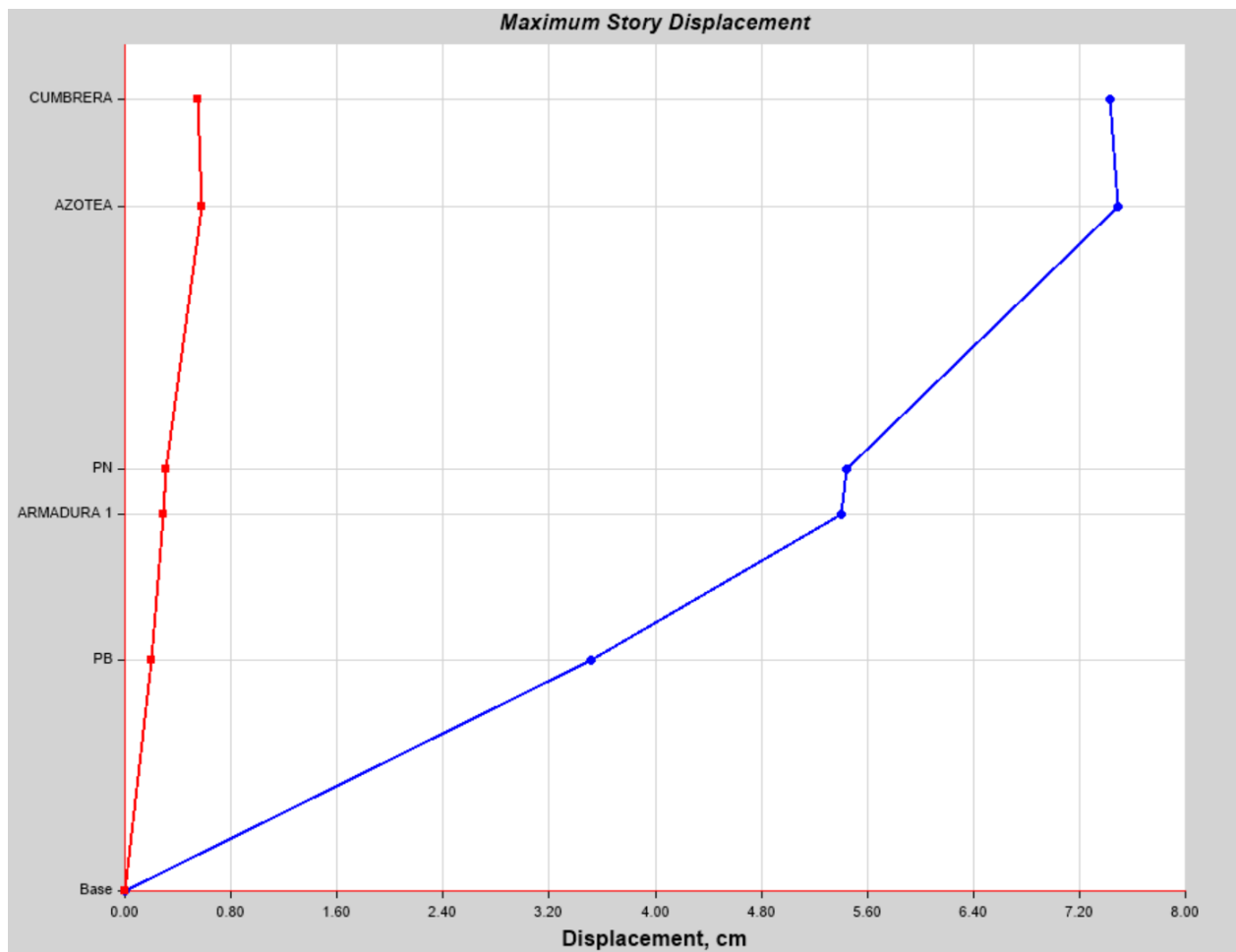


Figura 25. Grafica de desplazamientos máximos por nivel con sismo de diseño en X.

La Figura 26 muestra una gráfica de las distorsiones máximas por nivel, con base en el caso de carga de sismo de diseño en X.

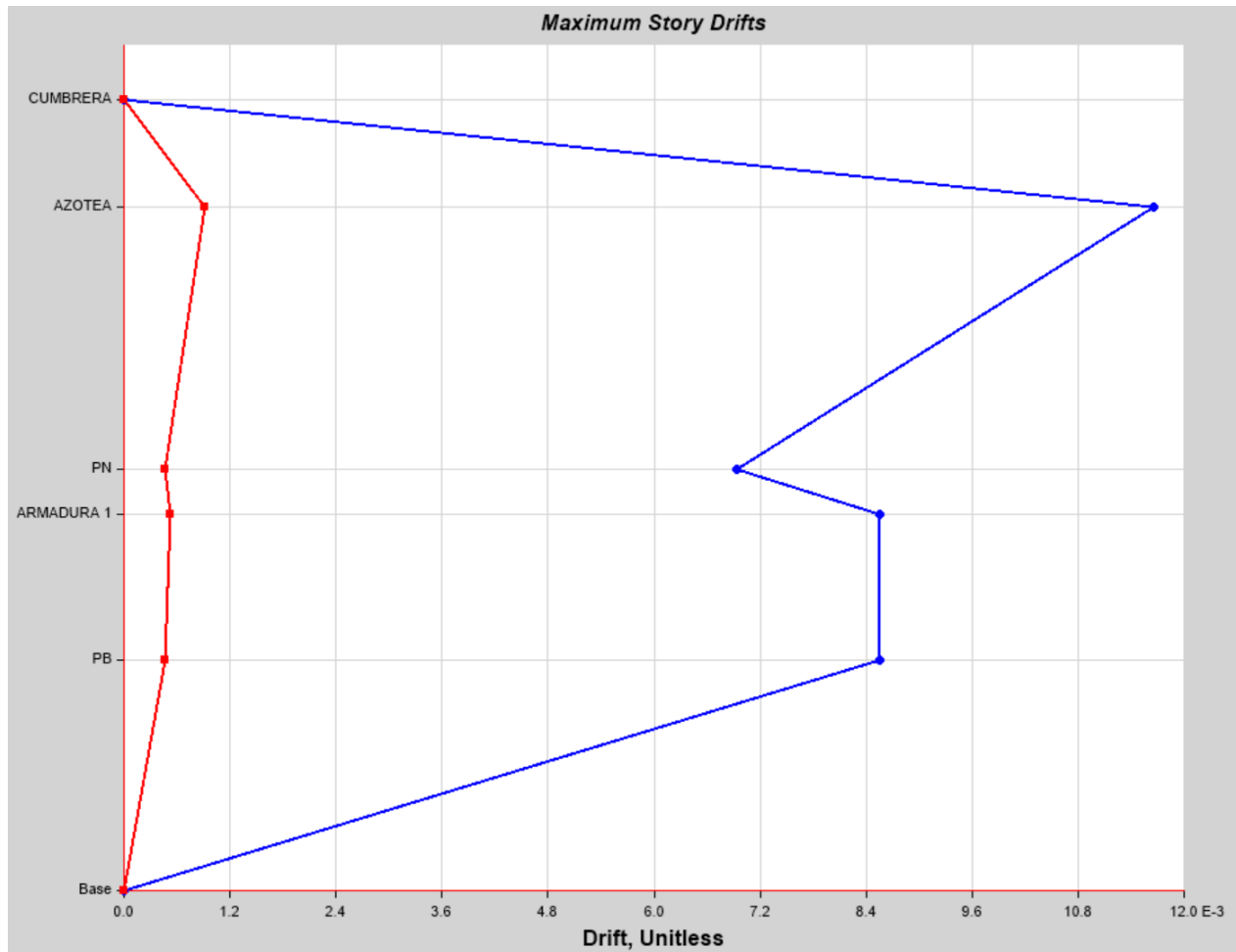


Figura 26. Grafica de distorsiones máximas por nivel con sismo de diseño en X.

La Tabla 12 muestra tabla con la información del grafico de desplazamientos y distorsiones máximas por nivel, con base en el sismo de diseño en X.

Tabla 12. Relación de desplazamientos y distorsiones máximas permisibles con base en sismo de diseño X

Nivel	Elevación (m)	Desplazamiento X (m)	Desplazamiento Y (m)	Distorsión X (Adim.)	Distorsión Y (Adim.)
CUMBRERA	14.042	0.0235	0.0643	0.000	0.000
AZOTEA	12.142	0.0252	0.0646	0.005	0.011
PN	7.472	0.0219	0.0523	0.002	0.006
ARMADURA	6.672	0.0204	0.0504	0.003	0.007
PB	4.080	0.0132	0.0314	0.003	0.008
Base	0.000	0.0000	0.0000	0.000	0.000

La Figura 27, muestra una gráfica de los desplazamientos máximos por nivel, con base en el caso de carga de sismo de diseño en Y.

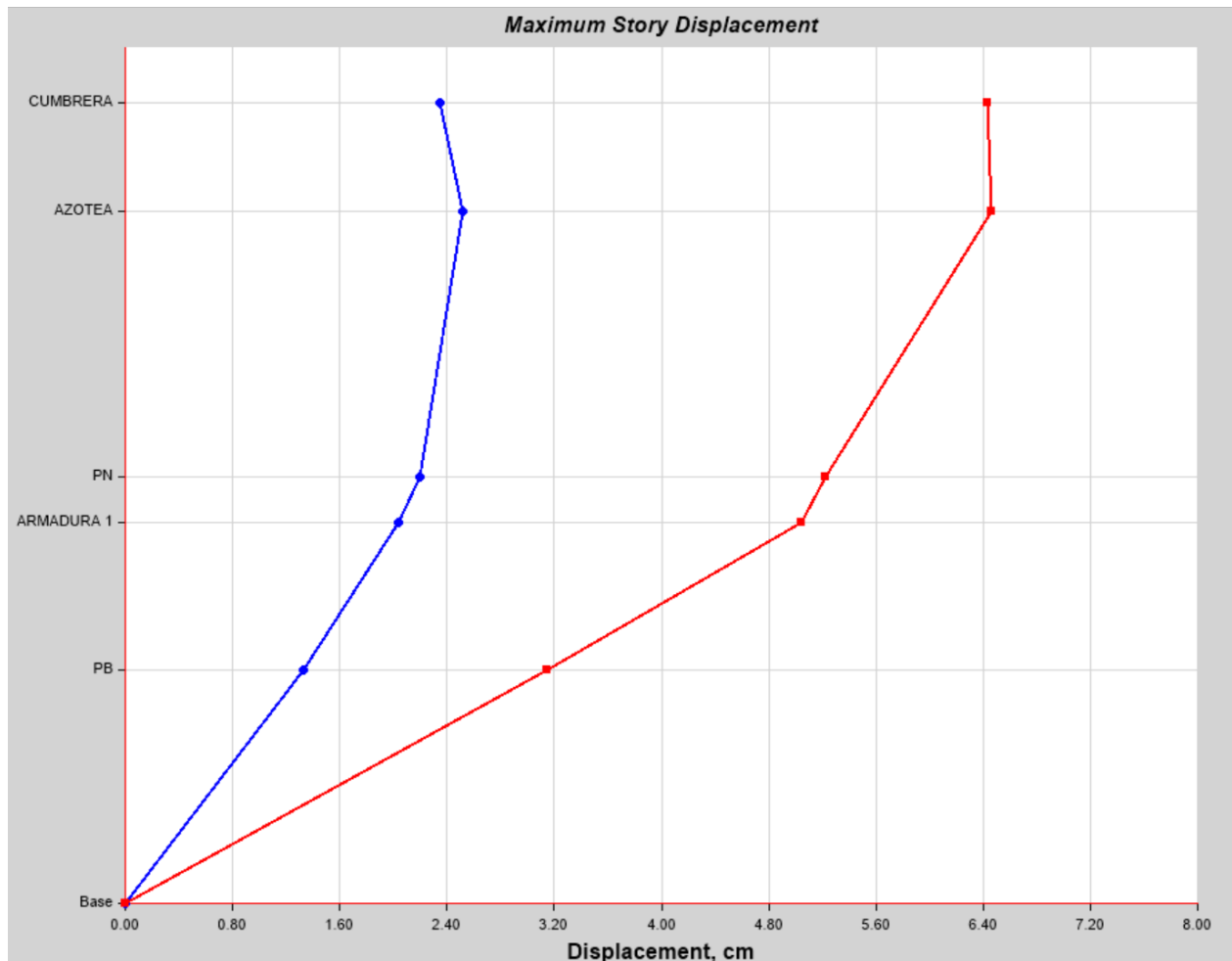


Figura 27. Gráfica de desplazamientos máximos por nivel con sismo de diseño en Y.

La Figura 28, muestra una gráfica de las distorsiones máximas por nivel, con base en el caso de carga de sismo de diseño en Y.

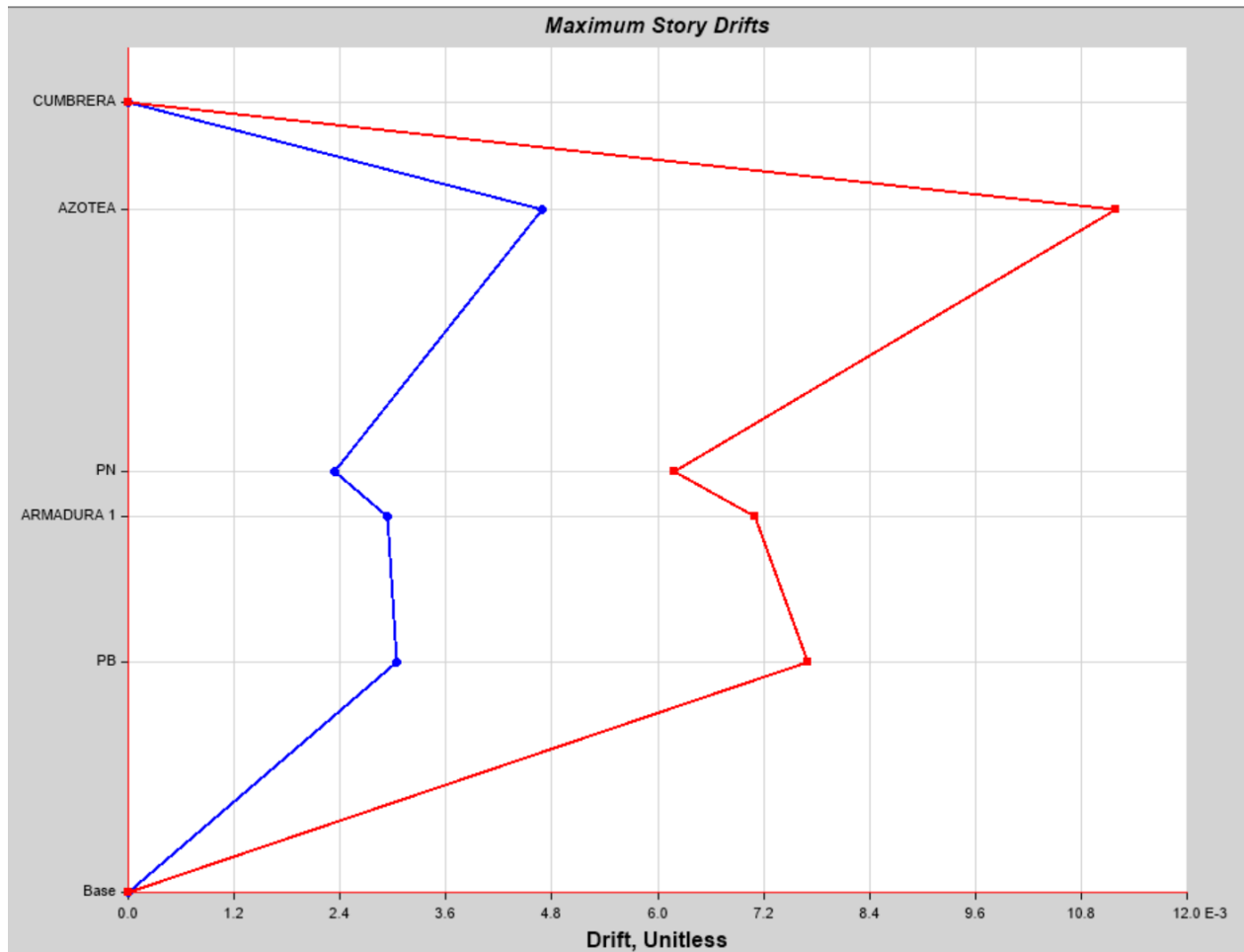


Figura 28. Grafica de distorsiones máximas por nivel con sismo de diseño en Y.

La Tabla 13 muestra tabla con la información del grafico de desplazamientos y distorsiones máximas por nivel, con base en el sismo de diseño en Y.

Tabla 13. Relación de desplazamientos y distorsiones máximas permisibles con base en sismo de diseño Y

Nivel	Elevación (m)	Desplazamiento X (m)	Desplazamiento Y (m)	Distorsión X (Adim.)	Distorsión Y (Adim.)
CUMBRERA	14.042	0.0135	0.0010	0.000	0.000
AZOTEA	12.142	0.0136	0.0011	0.002	0.000
PN	7.472	0.0099	0.0006	0.001	0.000
ARMADURA	6.672	0.0098	0.0005	0.002	0.000
PB	4.080	0.0064	0.0004	0.002	0.000
Base	0.000	0.0000	0.0000	0.000	0.000

Tomando en cuenta los resultados mostrados anteriormente, se presenta la Tabla 14 como un resumen y comparativa de las distorsiones de cada nivel, afectando los valores por los factores de reducción que se definieron en la sección de cargas por sismo. En dicha tabla, se marca en rojo las distorsiones que no pasan con el permisible. Con base en lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo 2020, se define el factor R para amplificar el cálculo de las distorsiones de entrepiso aplicando el sismo de colapso.

La Ecuación 2 se utiliza para obtener el factor de incremento para estructuras, $K2$:

$$K2 = 0.5 * \left(1 - \left(\frac{T}{Ta} \right)^{\frac{1}{2}} \right) = 0.7733 \text{ (Adimensional)} \quad (2)$$

Donde:

T = Periodo natural de vibrar del sistema estructural (s).

Ta = Periodos característicos que delimitan la meseta del espectro de diseño (s).

La Ecuación 3 se utiliza para calcular el factor de sobre-resistencia R :

$$R = K1 * R0 * K2 = 1.2267 \quad (3)$$

Donde:

$K1$ = Factor de corrección por hiperestaticidad (adimensional).

$K2$ = Factor de incremento para estructuras (adimensional).

$R0$ = Factor básico de sobre resistencia (adimensional).

A continuación, la Tabla 14 presenta la relación de desplazamientos y distorsiones de entrepiso amplificadas por el factor $Q * R = 3.6802$

Tabla 14. Relación de distorsiones máximas por nivel para los cuatro casos de carga, adimensional.

Nivel	Distorsión X	Distorsión Y	Distorsión X	Distorsión Y
Sismo de Diseño en X				
CUMBRERA	0.0000	0.0000	0.000	0.000
AZOTEA	0.0047	0.0112	0.017	0.041
PN	0.0023	0.0062	0.009	0.023
ARMADURA	0.0029	0.0071	0.011	0.026
PB	0.0030	0.0077	0.011	0.028
Base	0.0000	0.0000	0.000	0.000
Sismo de Diseño en Y				
CUMBRERA	0.0000	0.0000	0.000	0.000
AZOTEA	0.0021	0.0002	0.008	0.001
PN	0.0013	0.0001	0.005	0.000
ARMADURA	0.0016	0.0001	0.006	0.000
PB	0.0016	0.0001	0.006	0.000
Base	0.0000	0.0000	0.000	0.000

La tabla mostrada refleja que las distorsiones máximas de los niveles de la edificación ante el caso de carga de sismo de diseño en dirección X no cumplen con las distorsiones permisibles, ya que sobrepasan el límite establecido por reglamento de 0.015 de distorsión por nivel.

4.1.2.2. Desplazamientos verticales de trabes y losas con base en estados límite de servicio.

Los desplazamientos verticales se procederán a revisar con base en la información recopilada en la tabla 12, donde se definieron los desplazamientos verticales (flechas) permisibles, tomando en cuenta la división del claro entre $240 + 5$ mm. La tabla 18, muestra una relación comparativa, donde se aprecia la diferencia entre las flechas permisibles y las flechas actuantes de cada claro. Las flechas actuantes se obtuvieron en ETABS a través de la combinación de carga de servicio a largo plazo de carga muerta más carga viva reducida.

A continuación, se muestra la Tabla 15, con la información descrita anteriormente. En dicha tabla se puede observar que ninguna trabe tiene problemas con el desplazamiento vertical permisible, por lo tanto, pasan por estado límite de servicio.

Tabla 15. Relación de desplazamientos permisibles contra desplazamientos actuantes en los claros más críticos

No	Tramo	Sentido	Longitud (cm)	Flecha Permisible (cm)	Flecha actuante (cm)	Diferencia (cm)
2	B-C	Dirección X	810	3.875	1.93	1.945
3	C-D	Dirección X	810	3.875	2.15	1.725
4	D-E	Dirección X	768	3.700	2.18	1.520
6	2 a 3	Dirección Y	831	3.963	2.16	1.803
7	3 a 4	Dirección Y	838	3.992	2.28	1.712
8	4 a 5	Dirección Y	829	3.954	2.18	1.774
9	5 a 6	Dirección Y	837	3.988	2.27	1.718
10	6 a 7	Dirección Y	835	3.979	2.24	1.739
11	7 a 8	Dirección Y	835	3.979	2.24	1.739
12	8 a 9	Dirección Y	809	3.871	2.07	1.801
13	9 a 11	Dirección Y	428	2.283	0.14	2.143
14	9 a 12	Dirección Y	579	2.913	0.55	2.363

De igual manera, es necesario revisar las flechas al centro de claro en losas de los niveles de la edificación, por lo tanto, utilizando la misma combinación de carga de servicio para revisar desplazamientos verticales a largo plazo, se obtuvieron las siguientes capturas de desplazamientos verticales (dirección Uz) para las diferentes plantas o niveles que cuenta la edificación. La Figura 29 muestra la flecha de losas en planta baja.

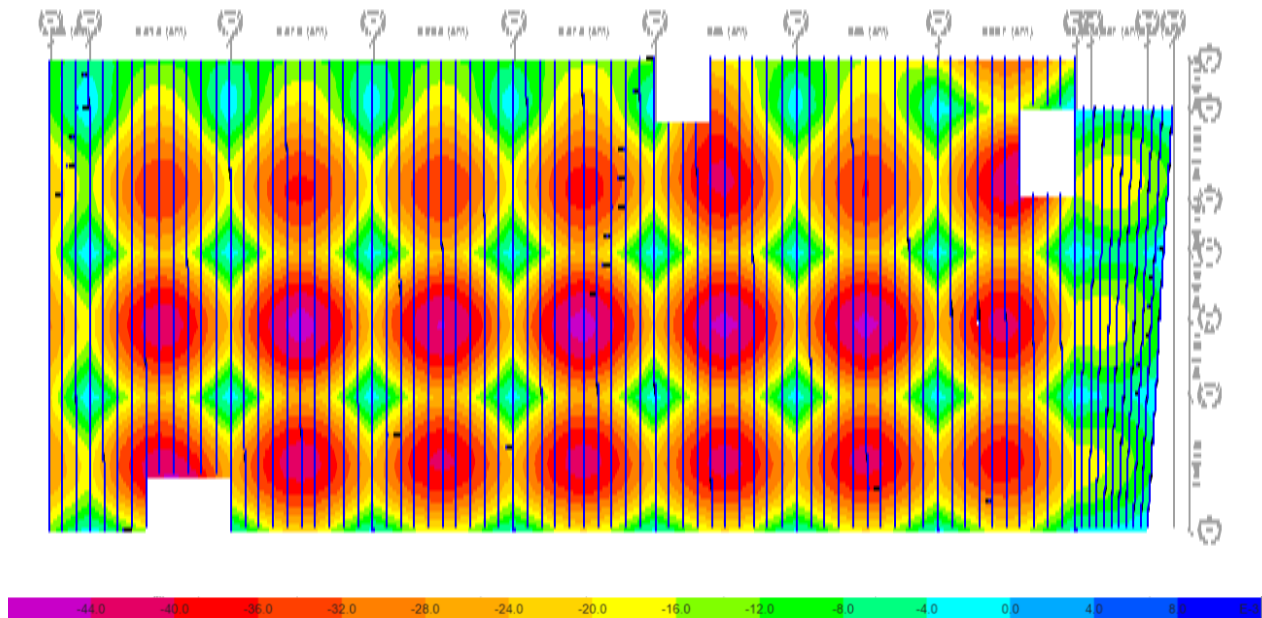


Figura 29. Flecha actuante para combinación de servicio a largo plazo en losas en PB.

La Figura 30 muestra la flecha actuante en losas de planta de primer nivel

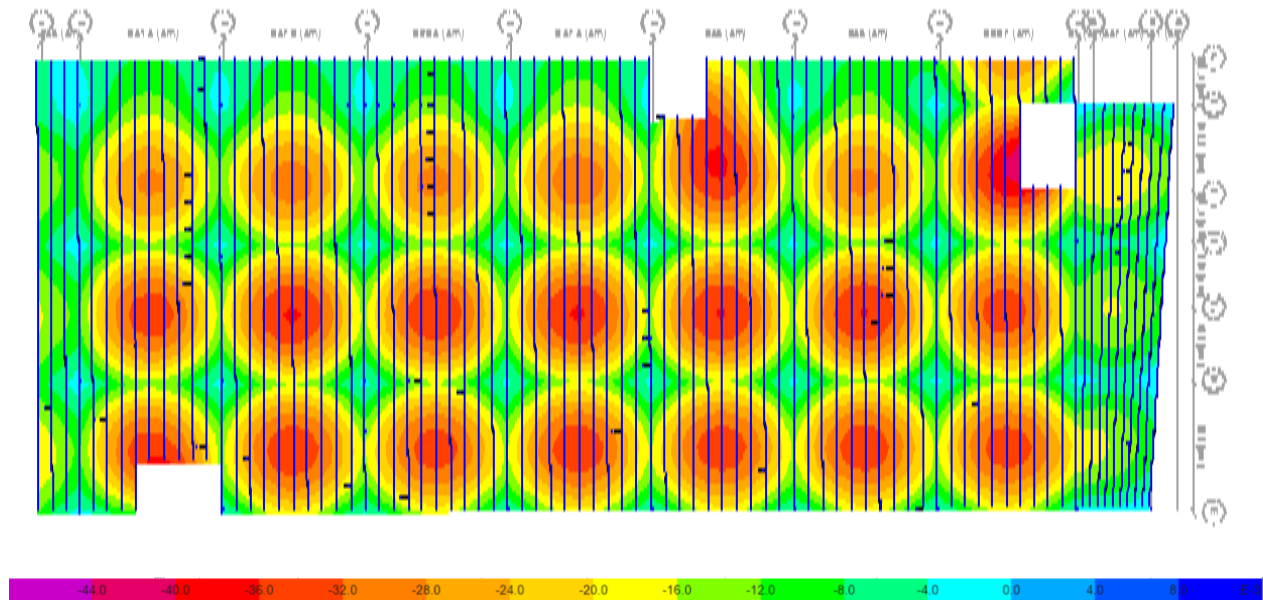


Figura 30. Flecha actuante para combinación de servicio a largo plazo en losas en PN.

La Figura 31 muestra la flecha actuante en losas de planta de segundo nivel.

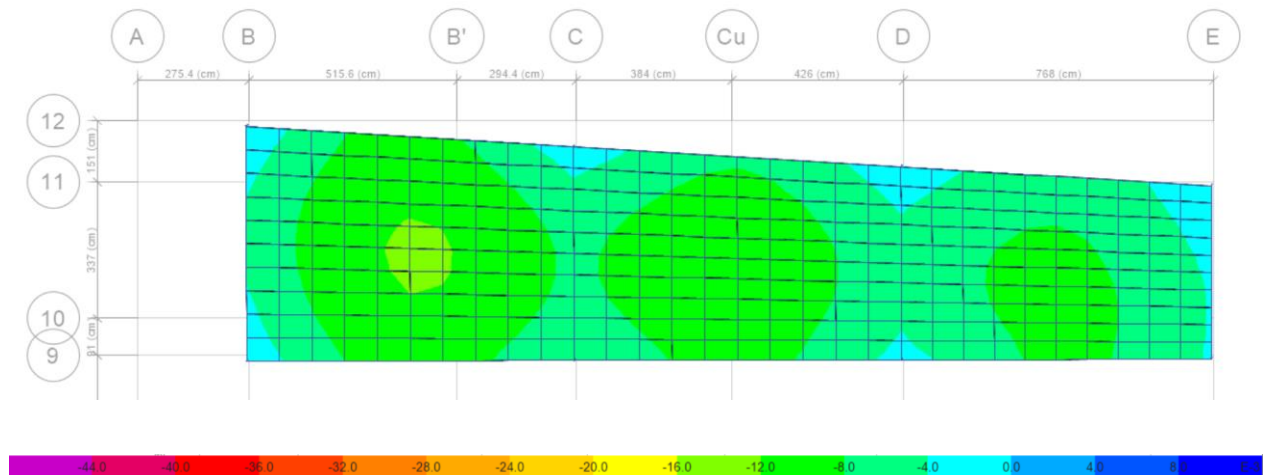


Figura 31. Flecha actuante para combinación de servicio a largo plazo en losas en SN.

Como se puede observar en las Figuras 29 y 30, la flecha actuante en las losas sobrepasa los límites establecidos en la tabla 12, por lo tanto, no cumple con los estados límite de servicio del Reglamento de Construcción de la Ciudad de México.

4.2. Análisis y diseño del segundo modelo matemático de la tienda departamental con rehabilitación en ETABS

El apartado presente, tiene el objetivo de presentar los resultados obtenidos ante la necesidad de rehabilitar la estructura de la tienda departamental, como se observó y fundamento en el apartado anterior, donde se establecieron y mostraron los estados límites de falla y servicio que no cumplieron los principales elementos estructurales de la edificación.

Por esta razón, se realizó un modelo matemático rehabilitado, donde se emplearon contraventeos restringidos contra el pandeo por medio elementos tipo *link*, los cuales representan un resorte, que puede ser considerado para modelar este tipo de contraventeos, introduciendo las propiedades de rigidez del elemento. El empleo de este tipo de función de ETABS se decidió con base en el taller en línea tomado, denominado Diseño de Estructuras con Contraventeos Restringidos al Pandeo, impartido por el Dr. Héctor Guerrero, del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

El modelo fue expuesto a varias iteraciones de configuraciones de contraventeos, tales como: diagonales, tipo V, tipo V invertida, en cruz, etc. A través de estas iteraciones, se observó que la configuración que daba mejores resultados y requería de un menor número de contravientos fue en cruz o tipo "X". De igual manera, debido a las restricciones que se tenían sobre espacios y obstrucciones al paso de gente sobre la tienda departamental, se tuvo que reducir el número de contraventeos empleados. Es por esta razón, que se tuvo que optar por sumar un segundo método de rehabilitación a la tienda, ya que los contraventeos permitidos por si solos no lograban que todos los elementos estructurales pasaran por estados límites de falla.

El segundo método de rehabilitación que se sumo fue un encamisado de concreto en columnas y trabes que no cumplieran con los modos de falla que los contraventeos restringidos al pandeo no pudieron solventar. En columnas, el modo de falla que no se pudo solventar únicamente con contraventeos, fue el cortante en nodos, ya que era forzoso el incremento de sección para solventar esta problemática. En trabes, el modo de falla que no se pudo solventar únicamente con contraventeos, fue la torsión provocada

por la asimetría de la tienda departamental y la torsión provocada por la no simetría de algunos contraventeos, ya que los pasos y/o entrada a otras secciones de la tienda, no permitieron colocar los contraventeos de manera simétrica en su totalidad.

Debido a estos modos de falla pendientes se tomó la decisión de encamisar las columnas y trabes pendientes de concreto reforzado, optimizando su uso para enfocar la rehabilitación, en su mayor parte, en contraventeos restringidos al pandeo. La Figura 32 muestra una captura del modelo matemático de la tienda departamental con el método de rehabilitación aplicado.

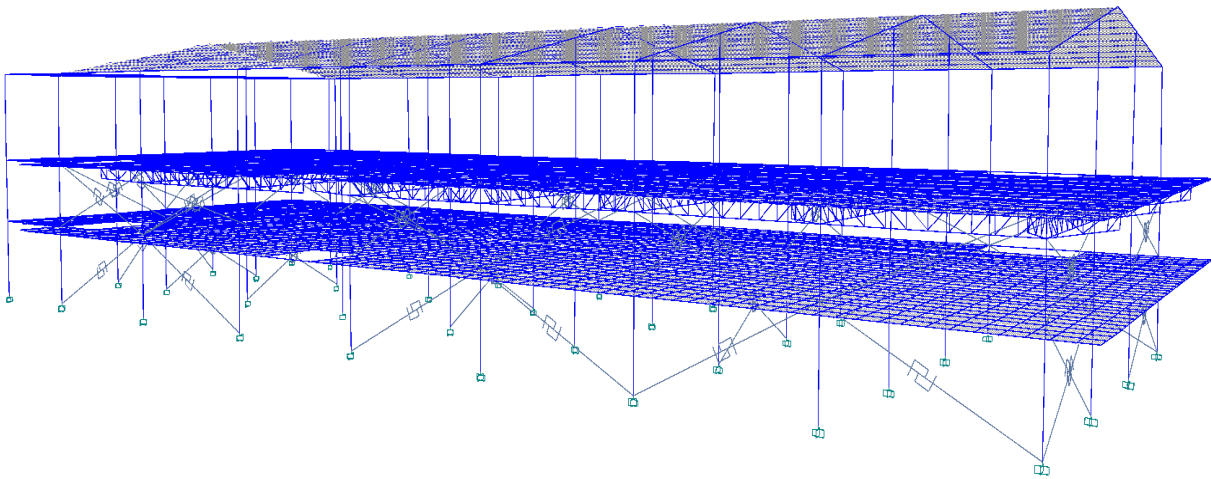


Figura 32. Modelo matemático con rehabilitación estructural a base de CRP.

Una vez que se finalizó el modelo matemático de la tienda departamental con rehabilitación se procedió a realizar el análisis y diseño estructural por medio del mismo procedimiento que se aplicó al primer modelo.

Por lo tanto, en primer lugar, derivado del análisis modal, se obtuvieron los modos de vibrar al revisar los desplazamientos del caso modal espectral, la Figura 33 muestra una captura del primer modo de vibrar de la estructura.

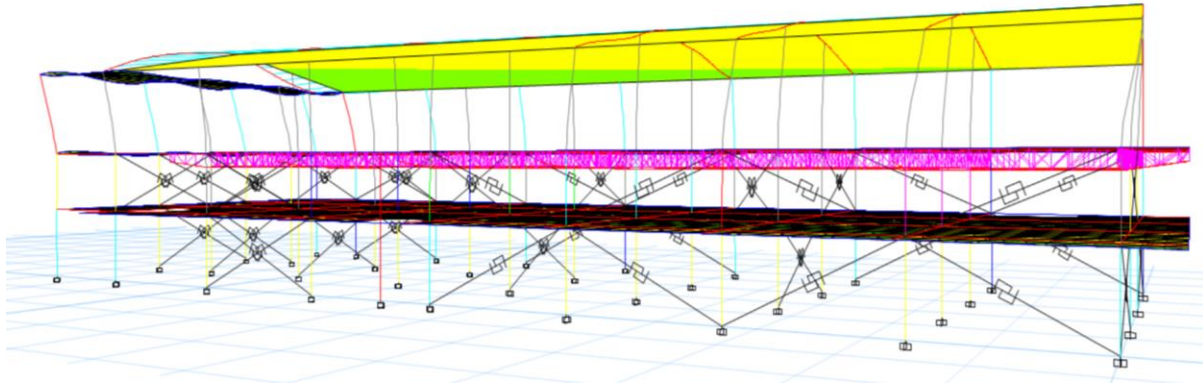


Figura 33. Primer periodo fundamental de vibración de la estructura rehabilitada

La Tabla 16 muestra los primeros 5 modos de vibrar. De igual manera, se realiza una comparación de la diferencia entre los periodos fundamentales de vibración.

Tabla 16. Periodo fundamental de vibración de la estructura rehabilitada

No.	Periodo fundamental de vibración (s)	Periodo fundamental de vibración (s)
1	1.297898421	0.38086603
2	1.265983923	0.28966486
3	1.212356723	0.22964043
4	0.540872518	0.21162944
5	0.422287353	0.18193782

Se observa que el primer modo de vibración de la edificación rehabilitada (mostrada en la segunda columna) es inferior 1 y muy bajo en comparación del primer modelo, por lo tanto, esto indica que la estructura, después de ser rehabilitada, muestra un periodo fundamental de vibrar más bajo en un alto porcentaje, que el que contaba la estructura no rehabilitada, por lo tanto, se logró rigidizar los elementos a través del método de rehabilitación empleado.

4.2.1. Resistencia de elementos estructurales con base en estados límite de falla de modelo rehabilitado.

Con base en el criterio de estados límites de falla establecido en las normas técnicas complementarias de diseño de estructuras de concreto, se obtuvieron los siguientes

resultados que se muestran de manera grafica en la figura 34, donde se muestra de manera general el análisis de los elementos estructurales tipo *frame*.

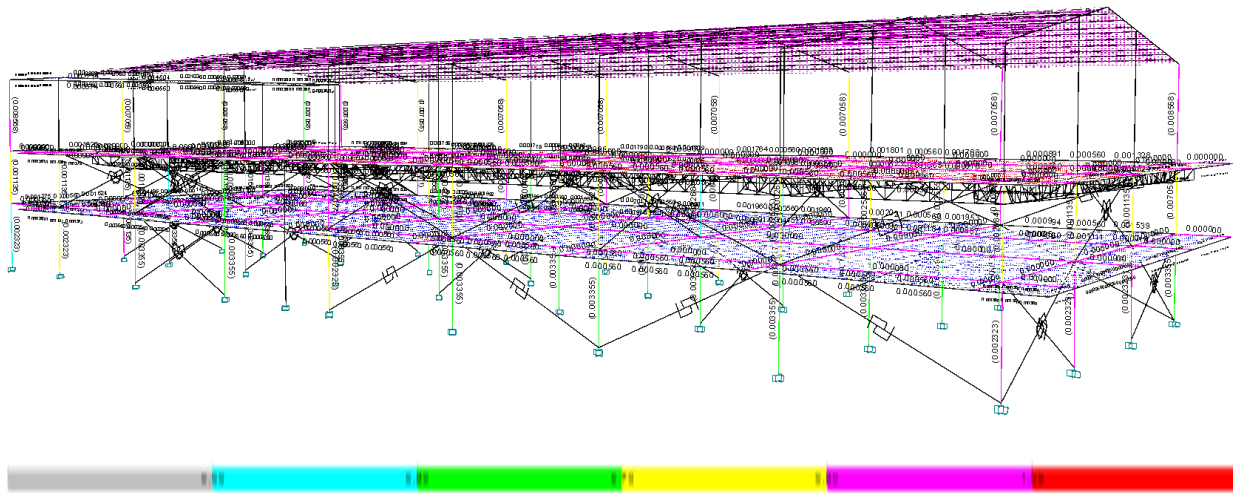


Figura 34. Resultados gráficos de diseño de elementos tipo *frame* de concreto

En dicho gráfico, se puede observar que prácticamente todas las columnas y vigas de la edificación no pasan por límites de falla, por lo tanto, aparecen de color rojo. Únicamente cinco columnas sobre el eje E de la edificación, cumplen con los criterios de diseño para límites de falla, sin embargo, prácticamente se descartan, ya que representan una parte muy pequeña del conjunto de elementos estructurales.

A continuación, la Tabla 17 muestra una relación de las ratios de capacidad de las columnas de planta baja, donde se observa que las columnas cumplen con el reglamento de diseño por concreto reforzado, debido a que su ratio de PMM está por debajo de 1. Esto indica que todas las columnas están trabajando a menos de su 100% de capacidad.

Tabla 17. Relación de columnas de planta baja con ratio PMM y A_s requeridoA

Nivel	Etiqueta	Sección	PMMRatio	Combinación de Carga	AsMin	As
					m ²	m ²
PB	1996	COL PN E9	0.924	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.00203	0.00114
PB	1995	COL PN E9	0.771	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.00203	0.00114
PB	1976	COLPB1	0.743	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.0025	0.00232
PB	1975	COLPB1	0.444	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0025	0.00232
PB	1974	COLPB2 RF 2	0.535	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0027	0.00284
PB	135	COLPB2 RF	0.733	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0027	0.00336
PB	134	COLPB2 RF 2	0.815	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0027	0.00284
PB	133	COLPB2 RF 2	0.734	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.0027	0.00284
PB	132	COLPB2 RF	0.749	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.0027	0.00336
PB	131	COLPB2 RF 2	0.724	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0027	0.00284

Nivel	Etiqueta	Sección	PMMRatio	Combinación de Carga	AsMin (m ²)	As (m ²)
PB	46	COLPB1	0.958	1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	0.0025	0.00232
PB	45	COLPB1	0.951	1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	0.0025	0.00232
PB	44	COLPB1	0.931	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0025	0.00232
PB	43	COLPB2 RF 2	0.863	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.0027	0.00284
PB	42	COLPB2 RF	0.648	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0027	0.00336
PB	41	COLPB2 RF	0.643	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.0027	0.00336
PB	40	COLPB1 RF	0.57	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0049	0.00336
PB	39	COLPB1 RF	0.557	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0049	0.00336
PB	38	COLPB1 RF	0.586	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.0049	0.00336
PB	34	COLPB1 RF	0.55	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0049	0.00336
PB	33	COLPB1 RF	0.533	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0049	0.00336
PB	32	COLPB1 RF	0.609	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.0049	0.00336
PB	28	COLPB1 RF	0.567	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0049	0.00336
PB	27	COLPB1 RF	0.55	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0049	0.00336
PB	26	COLPB1 RF	0.607	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0049	0.00336
PB	22	COLPB1 RF	0.551	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0049	0.00336
PB	21	COLPB1 RF	0.54	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0049	0.00336
PB	20	COLPB1	0.878	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.0025	0.00232
PB	16	COLPB1 RF	0.561	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0049	0.00336
PB	15	COLPB1 RF	0.543	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0049	0.00336
PB	14	COLPB1 RF	0.648	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0049	0.00336
PB	10	COLPB1 RF	0.558	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0049	0.00336
PB	9	COLPB1 RF	0.53	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0049	0.00336
PB	8	COLPB1 RF	0.607	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0049	0.00336
PB	4	COLPB1 RF	0.593	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0049	0.00336
PB	2	COLPB1 RF	0.557	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0049	0.00336

A continuación, la Tabla 18 muestra una relación de las ratios de capacidad de las columnas de primer nivel, donde se observa que las columnas cumplen con el reglamento de diseño por concreto reforzado, debido a que su ratio de PMM está por debajo de 1. Esto indica que todas las columnas están trabajando a menos de su 100% de capacidad.

Tabla 18. Relación de columnas de primer nivel con ratio PMM y As requerido

Nivel	Etiqueta	Sección	PMMRatio	Combinación de Carga	AsMin	As
					m ²	m ²
PN	2000	COL PN E9	0.58	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.002025	0.00114
PN	1999	COL PN E9	0.652	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.002025	0.00114
PN	1989	COL PN E9	0.719	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.002025	0.00114
PN	1988	COL PN E9	0.799	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.002025	0.00114
PN	1987	COLPN2 RF 2	0.929	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0027	0.00439
PN	736	COL PN E7	0.68	1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	0.002025	0.00356
PN	275	COLPN RF	0.736	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.00537	0.00268
PN	130	COLPN2 RF 2-1	0.726	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.004449	0.00706
PN	129	COLPN2 RF 2-1	0.812	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.004449	0.00706
PN	128	COLPN2 RF	0.901	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0027	0.00387
PN	127	COLPN2 RF	0.91	1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	0.0027	0.00387

Nivel	Etiqueta	Sección	PMMRatio	Combinación de Carga	AsMin (m ²)	As (m ²)
PN	126	COLPN2 RF	0.912	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0027	0.00387
PN	125	COLPN2 RF	0.948	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0027	0.00387
PN	124	COLPN2 RF	0.965	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.0027	0.00387
PN	123	COLPN2 RF 2	0.967	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.0027	0.00439
PN	122	COL PN E9	0.95	1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	0.002025	0.00114
PN	121	COL PN E8	0.895	1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	0.002025	0.00165
PN	120	COL PN E7	0.767	1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	0.002025	0.00356
PN	119	COL PN E6	0.692	1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	0.002025	0.00408
PN	118	COL PN E5	0.762	1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	0.002025	0.00356
PN	117	COLPN RF	0.365	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.00537	0.00268
PN	116	COL PN E3	0.824	1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	0.002025	0.00256
PN	115	COL PN E2	0.817	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.002025	0.00114
PN	114	COLPN RF	0.422	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.00537	0.00268
PN	113	COL PN E8	0.806	1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	0.002025	0.00165
PN	112	COL PN E7	0.743	1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	0.002025	0.00356
PN	111	COL PN E6	0.663	1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	0.002025	0.00408
PN	110	COL PN E5	0.739	1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	0.002025	0.00356
PN	109	COLPN RF	0.345	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	0.00537	0.00268
PN	108	COL PN E3	0.827	1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	0.002025	0.00256
PN	107	COL PN E2	0.841	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.002025	0.00114
PN	106	COL PN E8	0.776	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.002025	0.00165
PN	105	COL PN E6	0.958	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.002025	0.00408
PN	104	COL PN E5	0.765	1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	0.002025	0.00356
PN	103	COL PN E4	0.787	1.2 D + L + SX - 0.33 SY	0.002025	0.00165
PN	102	COL PN E3	0.815	1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	0.002025	0.00256

A continuación, la Tabla 19 muestra una relación de las ratios de capacidad de las columnas de segundo nivel, donde se observa que las columnas cumplen con el reglamento de diseño por concreto reforzado, debido a que su ratio de PMM está por debajo de 1. Esto indica que todas las columnas están trabajando a menos de su 100% de capacidad.

Tabla 19. Relación de columnas de primer nivel con ratio PMM y As requerido

Nivel	Etiqueta	Sección	PMMRatio	Combinación de Carga	AsMin	As
					m ²	m ²
AZOTEA	2088	COLPN2 RF 2-1	0.982	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.004449	0.00706
AZOTEA	2082	COLPN2 RF 3	0.976	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.004449	0.00857
AZOTEA	2089	COLPN2 RF 3	0.933	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.004449	0.00857
AZOTEA	2078	COLPN2 RF 3	0.906	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.004449	0.00857
AZOTEA	2087	COLPN2 RF 2-1	0.855	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.004449	0.00706
AZOTEA	2086	COLPN2 RF 2-1	0.836	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.004449	0.00706
AZOTEA	2079	COLPN2 RF 2-1	0.822	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.004449	0.00706
AZOTEA	2085	COLPN2 RF 2-1	0.8	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.004449	0.00706

Nivel	Etiqueta	Sección	PMMRatio	Combinación de Carga	AsMin (m ²)	As (m ²)
AZOTEA	2084	COLPN2 RF 2-1	0.792	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.004449	0.00706
AZOTEA	2080	COLPN2 RF 2-1	0.78	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.004449	0.00706
AZOTEA	2083	COLPN2 RF 2-1	0.774	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.004449	0.00706
AZOTEA	2081	COLPN2 RF 2-1	0.662	1.2 D + L - 0.33 SX + SY	0.004449	0.00706

Las tablas expuestas anteriormente demuestran que el modelo matemático rehabilitado a través de contraventeos restringidos al pandeo y encamisados de concreto reforzado en los elementos estructurales principales de la edificación cumple con los estados límite de falla establecidos en el reglamento de construcción de la ciudad de México.

Debido a que la edificación cumple por resistencia, el siguiente apartado mostrara resultados de la respuesta de la estructura ante los estados límite de servicio.

4.2.2. Distorsiones y desplazamientos de elementos estructurales con base en estados límite de servicio de modelo rehabilitado.

En el siguiente apartado se procederá a revisar, en primer lugar, las distorsiones de entrepiso con base en la respuesta de la estructura rehabilitada ante los casos de carga de espectros de respuesta de sismo de diseño en dirección “X” y “Y”. Del mismo modo, se revisarán los resultados para los espectros de servicio en dirección “X” y “Y” que se cargaron.

Dichas distorsiones se evaluarán conforme a los rangos permitidos en la Tabla 11 de factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto de las normas técnicas complementarios de diseño por sismo 2020, compartida en la sección anterior donde se revisó el estado límite de servicio del modelo sin rehabilitar.

4.2.2.1. Distorsiones de elementos estructurales con base en estados límite de servicio de modelo rehabilitado.

El siguiente apartado muestra los resultados obtenidos de las respuestas de la estructura ante las cargas laterales de sismo de servicio en dirección “X” y “Y”, lo que provoca distorsiones que no pueden pasar de un valor de 0.015 establecido en la sección anterior.

La Figura 35, muestra una gráfica de los desplazamientos máximos por nivel, con base en el caso de carga de sismo de diseño en X.

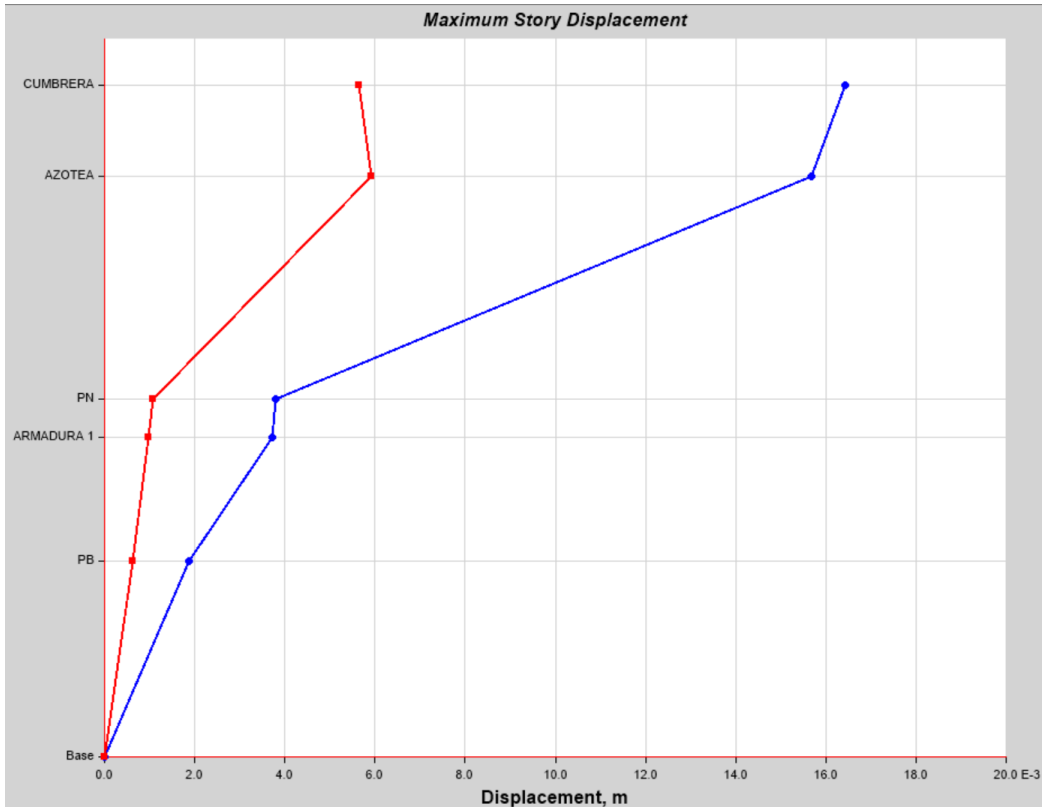


Figura 35. Grafica de desplazamientos máximos por nivel con sismo de diseño X de modelo rehabilitado.

La Figura 36, muestra una gráfica de las distorsiones máximas por nivel, con base en el caso de carga de sismo de diseño en X.

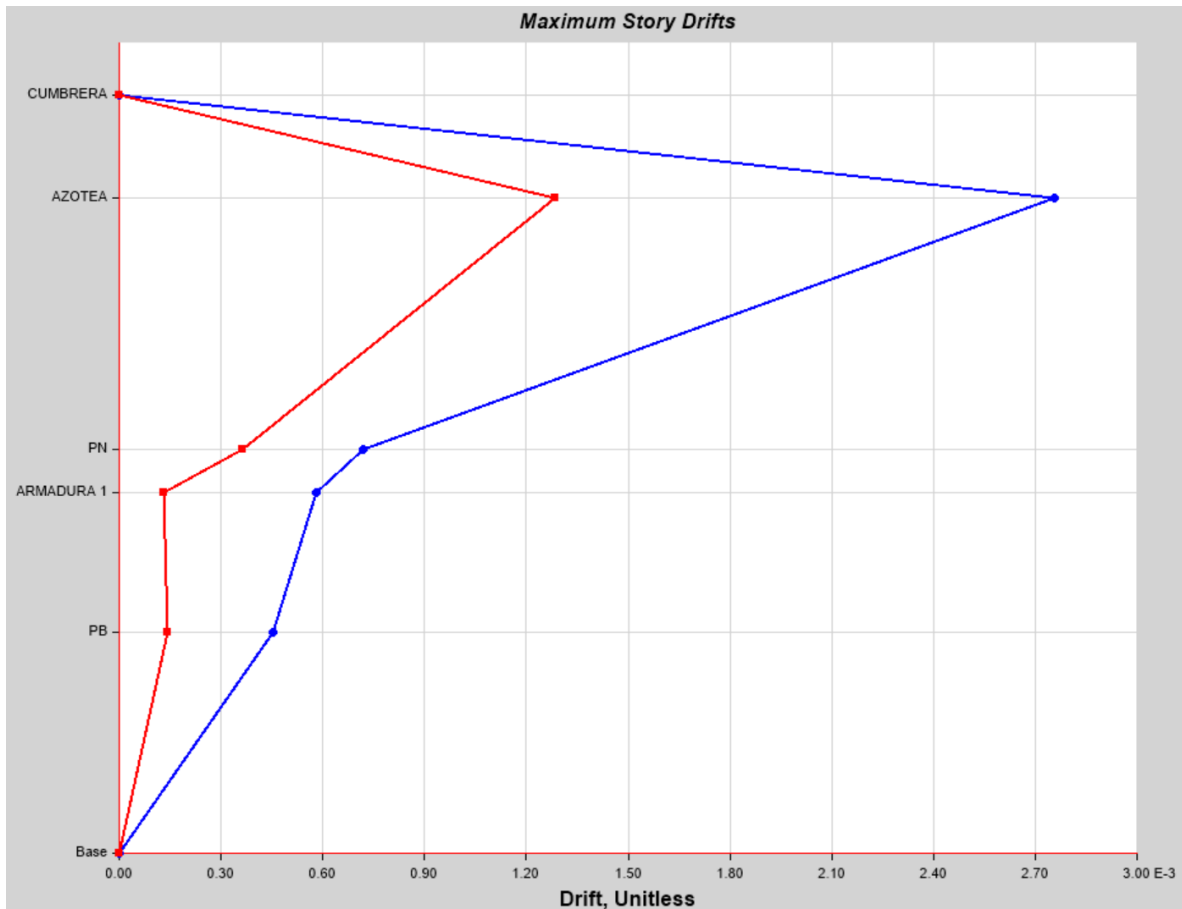


Figura 36. Grafica de distorsiones máximas por nivel con sismo de diseño X de modelo rehabilitado.

La Tabla 20 muestra tabla con la información del grafico de desplazamientos y distorsiones máximas por nivel.

Tabla 20. Relación de desplazamientos y distorsiones máximas permisibles con base en sismo de diseño X.

Nivel	Elevación (m)	Desplazamiento X (m)	Desplazamiento Y (m)	Distorsión X	Distorsión Y
CUMBRERA	14.042	0.0100	0.0007	0.000	0.000
AZOTEA	12.142	0.0094	0.0007	0.003	0.001
PN	7.472	0.0015	0.0004	0.001	0.000
ARMADURA	6.672	0.0068	0.0004	0.001	0.000
PB	4.080	0.0004	0.0001	0.000	0.000
Base	0.000	0.0000	0.0000	0.000	0.000

La Figura 37, muestra una gráfica de los desplazamientos máximos por nivel, con base en el caso de carga de sismo de diseño en Y.

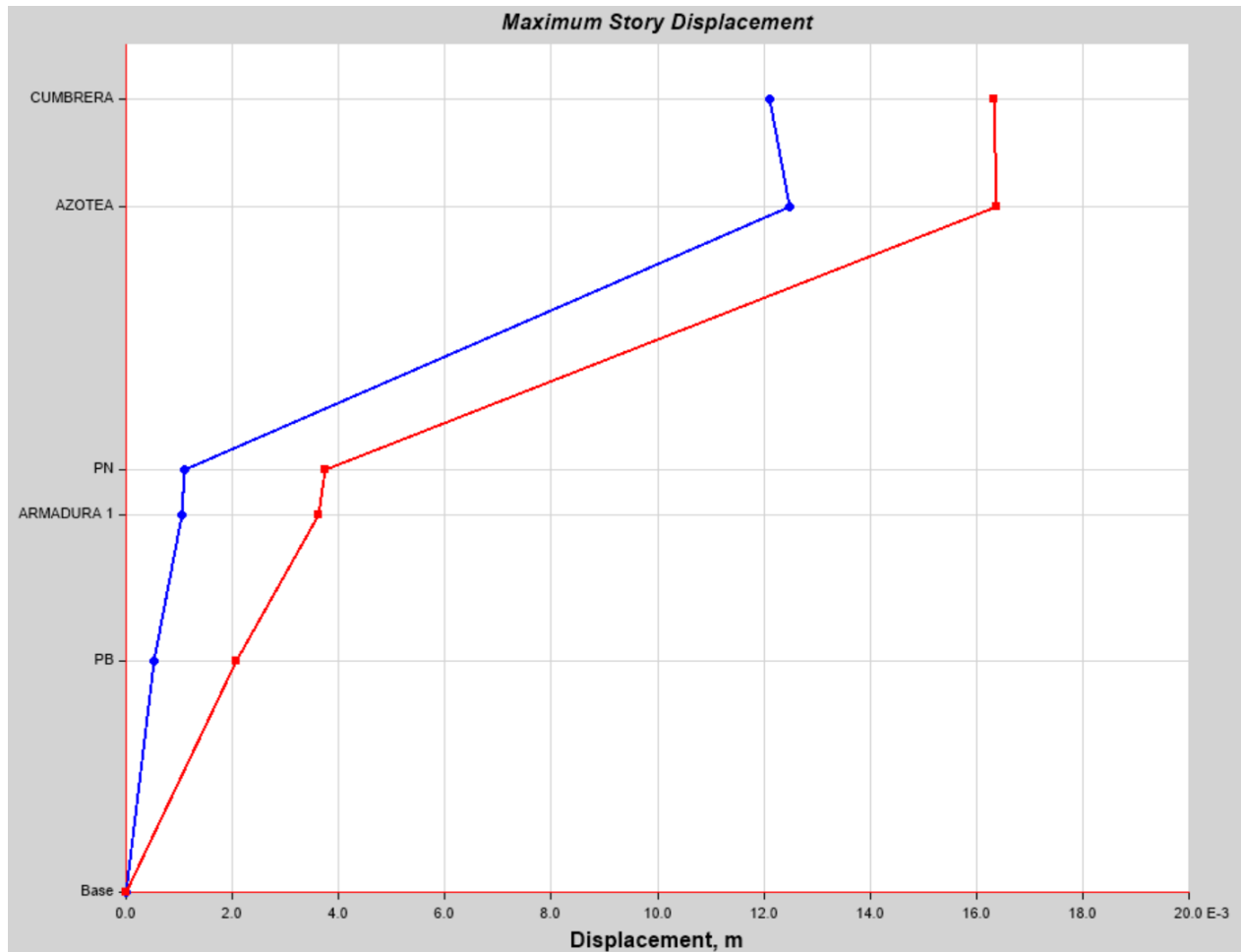


Figura 37. Grafica de desplazamientos máximos por nivel con sismo de diseño Y de modelo rehabilitado.

La Figura 38, muestra una gráfica de las distorsiones máximas por nivel, con base en el caso de carga de sismo de diseño en Y.

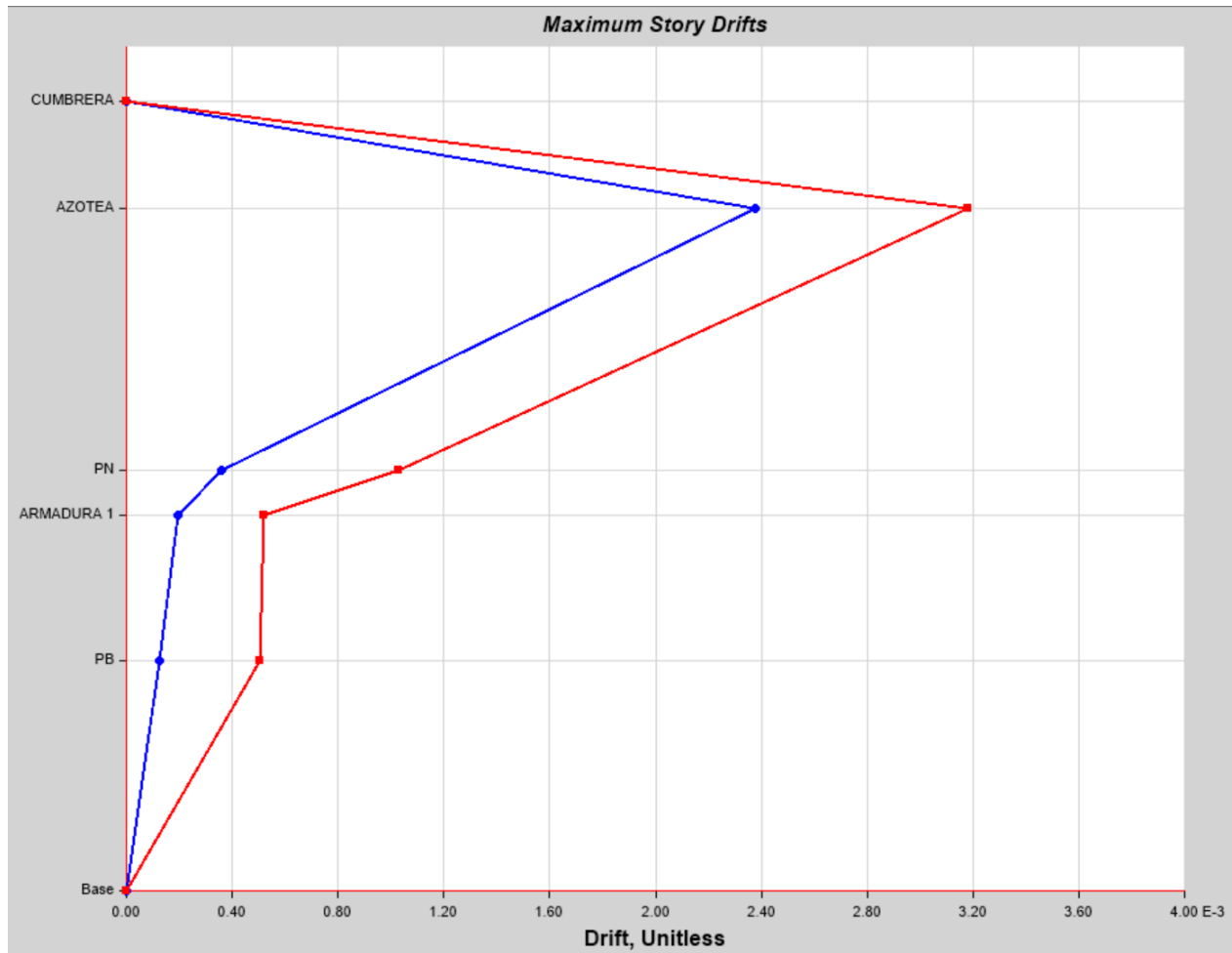


Figura 38. Grafica de distorsiones máximas por nivel con sismo de diseño Y de modelo rehabilitado.

La Tabla 21 muestra tabla con la información del grafico de desplazamientos y distorsiones máximas por nivel.

Tabla 21. Relación de desplazamientos y distorsiones máximas permisibles con base en sismo de diseño X.

Nivel	Elevación (m)	Desplazamiento X (m)	Desplazamiento Y (m)	Distorsión X	Distorsión Y
CUMBRERA	14.042	0.0101	0.0057	0.000	0.000
AZOTEA	12.142	0.0096	0.0059	0.002	0.003
PN	7.472	0.0003	0.0007	0.000	0.001
ARMADURA	6.672	0.0003	0.0010	0.000	0.001
PB	4.080	0.0001	0.0004	0.000	0.001
Base	0.000	0.0000	0.0000	0.000	0.000

Tomando en cuenta los resultados mostrados anteriormente, se presenta una tabla resumen y comparativa de las distorsiones de cada nivel, afectando los valores por los factores de reducción que se definieron en la sección de cargas por sismo. En dicha tabla, se marca en rojo las distorsiones que no pasan con el permisible. Con base en lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo 2020, se define el factor R para amplificar el cálculo de las distorsiones de entrepiso por el sismo de colapso, que, multiplicado por Q, da un factor de 5.4324.

A continuación, la Tabla 22 presenta la relación de desplazamientos y distorsiones de entrepiso amplificadas por el factor mencionado.

Tabla 22. Relación de distorsiones máximas por nivel para los cuatro casos de carga.

Nivel	Distorsión X	Distorsión Y	Distorsión X	Distorsión Y
Sismo de Diseño en X				
CUMBRERA	0.000	0.000	0.000	0.000
AZOTEA	0.003	0.001	0.015	0.007
PN	0.001	0.000	0.004	0.002
ARMADURA	0.001	0.000	0.003	0.001
PB	0.000	0.000	0.002	0.001
Base	0.000	0.000	0.000	0.000
Sismo de Diseño en Y				
CUMBRERA	0.000	0.000	0.000	0.000
AZOTEA	0.002	0.003	0.013	0.015
PN	0.000	0.001	0.002	0.006
ARMADURA	0.000	0.001	0.001	0.003
PB	0.000	0.001	0.001	0.003
Base	0.000	0.000	0.000	0.000

La tabla mostrada refleja que las distorsiones máximas de los niveles de la edificación cumplen con las distorsiones permisibles, ya que no sobrepasan el límite establecido por reglamento de 0.015 de distorsión por nivel.

4.2.2.2. Desplazamientos verticales de trabes y losas con base en estados límite de servicio de modelo rehabilitado.

Los desplazamientos verticales se procederán a revisar con base en la información recopilada en la Tabla 12, donde se definieron los desplazamientos verticales (flechas) permisibles, tomando en cuenta la división del claro entre $240 + 5$ mm. La tabla 28, muestra una relación comparativa, donde se aprecia la diferencia entre las flechas

permisibles y las flechas actuantes de cada claro. Las flechas actuantes se obtuvieron en ETABS a través de la combinación de carga de servicio a largo plazo de carga muerta más carga viva reducida.

De igual manera, es necesario revisar las flechas al centro de claro en losas de los niveles de la edificación, por lo tanto, utilizando la misma combinación de carga de servicio para revisar desplazamientos verticales a largo plazo, se obtuvieron las siguientes capturas de desplazamientos verticales (dirección Uz) para las diferentes plantas o niveles que cuenta la edificación. La figura 39 muestra la flecha de losas en planta baja.

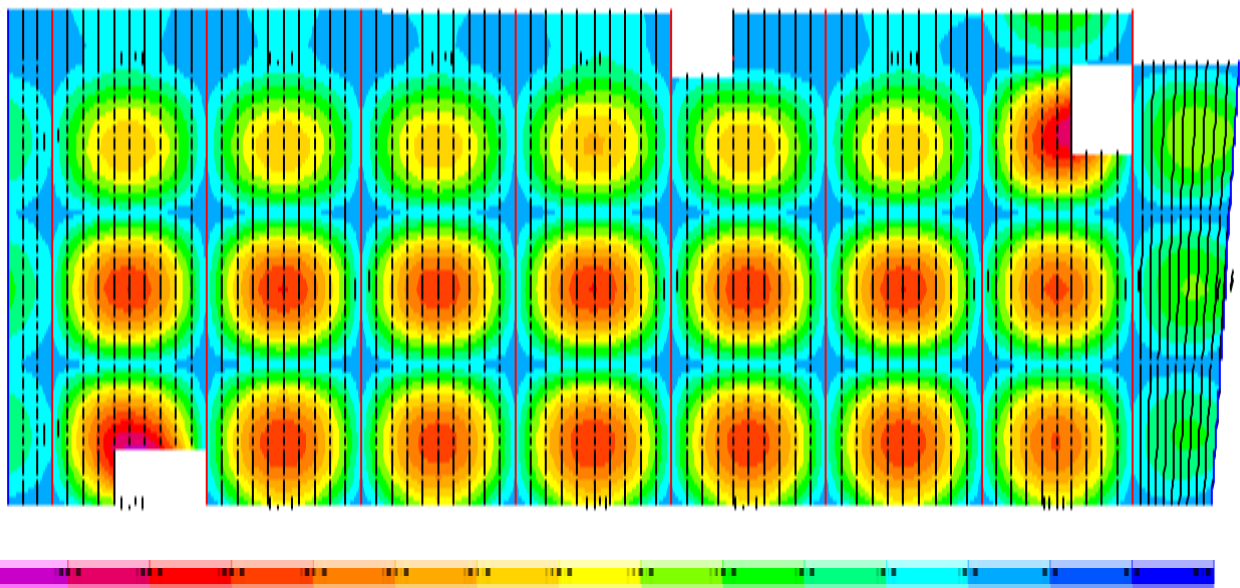


Figura 39. Flecha actuante para combinación de servicio a largo plazo en losas en PB.
La Figura 40 muestra la flecha actuante en losas de planta de primer nivel

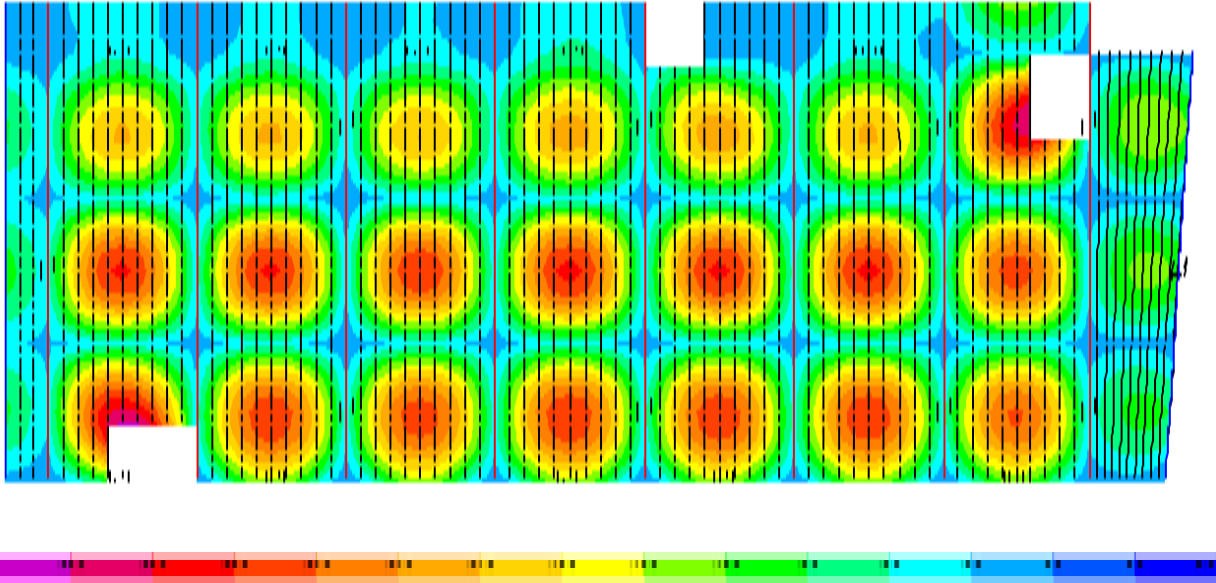


Figura 40. Flecha actuante para combinación de servicio a largo plazo en losas en PN.

La Figura 41 muestra la flecha actuante en losas de planta de segundo nivel.

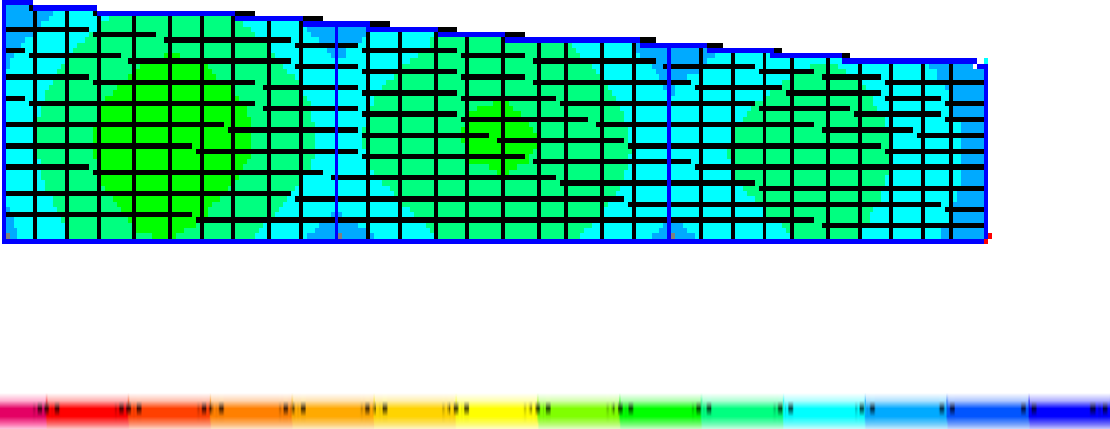


Figura 41. Flecha actuante para combinación de servicio a largo plazo en losas en SN.

Como se puede observar en las figuras, la flecha actuante en las losas no sobrepasa los límites establecidos en la Tabla 16 de aproximadamente 4 cm, por lo tanto, cumple con los estados límite de servicio del reglamento de construcción de la Ciudad de México.

4.3. Diseño de elementos de rehabilitación

Como se observó en el apartado anterior, la aplicación de contraventeos restringidos al pandeo (CRP) y los encamisados de concreto reforzado en columnas y trabes, fueron capaces de hacer que la estructura de la tienda departamental cumpliera con los criterios de estados límites de falla y de servicio establecidos en el reglamento de construcción.

Es por esto, que el siguiente apartado pretende mostrar los resultados de diseño de los elementos de rehabilitación, es decir, sus dimensiones, tipo, conformación. Así como su respuesta ante los elementos mecánicos actuantes en el caso de los CRP, ya que, en columnas y trabes, se observó en la sección anterior que cumplen por resistencia, sin embargo, los CRP tienen que ser suficientemente resistentes ante las cargas axiales que actúan sobre ellos.

4.3.1. Contraventeos restringidos contra el pandeo (CRP)

Por su parte, los contraventeos restringidos al pandeo elegidos para rehabilitar la estructura de la cimentación fueron seleccionados con base en el catálogo de contraventeos restringidos al pandeo que ofrece la empresa DAMPO, en la cual se destacan los disipadores tipo Dampo Dual Protect, los cuales se conforman como muestra la Figura 42.

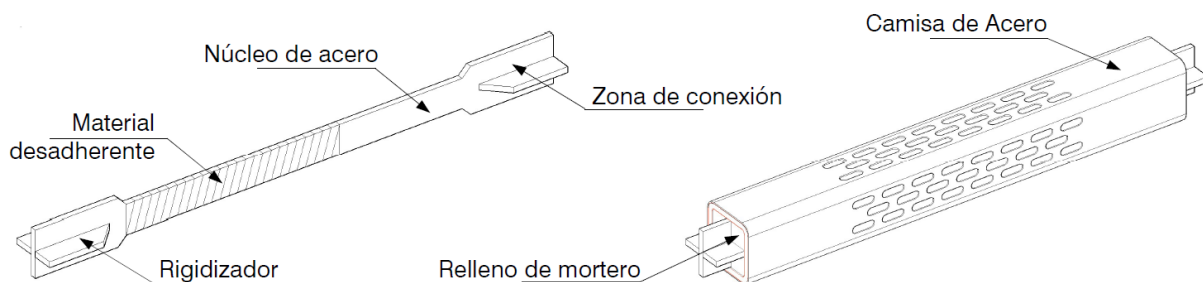


Figura 42. Características generales del disipador Dampo Dual Protect

Los CRP se introducen a ETABS por medio de elementos tipo *link*, seleccionados con propiedades de elemento link tipo *plastic (w)* y propiedades lineales direccionales en U1 de rigidez efectiva obtenida de la tabla de propiedades de disipadores Dampo Dual Protect.

Los CRP que se seleccionaron fueron los modelos 240/6 (CRP A) y 240/4 (CRP B), debido a sus altas capacidades de rigidez axial. El CRP A cuenta con 32,370 kg/mm de rigidez y el CRP B cuenta con 52,467 kg/mm.

Los CRP mencionados están ubicados en el perímetro sobre los ejes B, E, 2 y eje posterior en diagonal. De igual manera, se encuentran ubicados en ejes interiores 4, 6, 8 y 9. La Figura 43 muestra un corte del eje B donde se observan los CRP seleccionados.

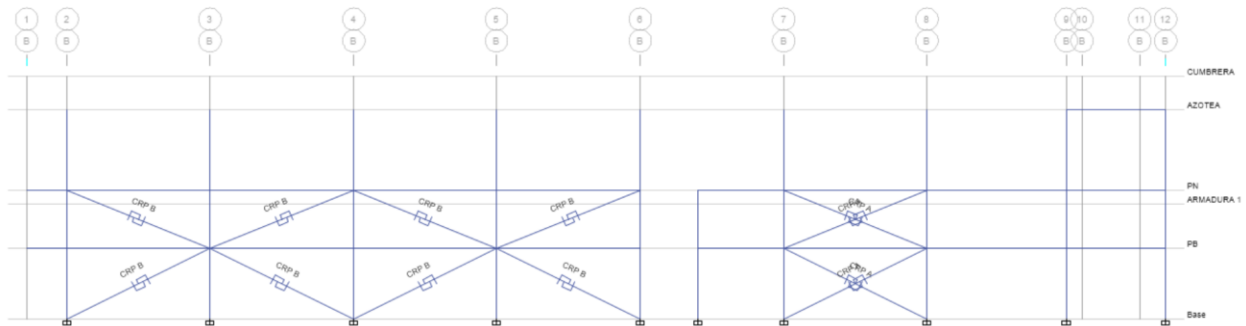


Figura 43. Marco de eje B con tipos de CRP

La Figura 44 muestra un corte del eje E donde se observan los CRP seleccionados.

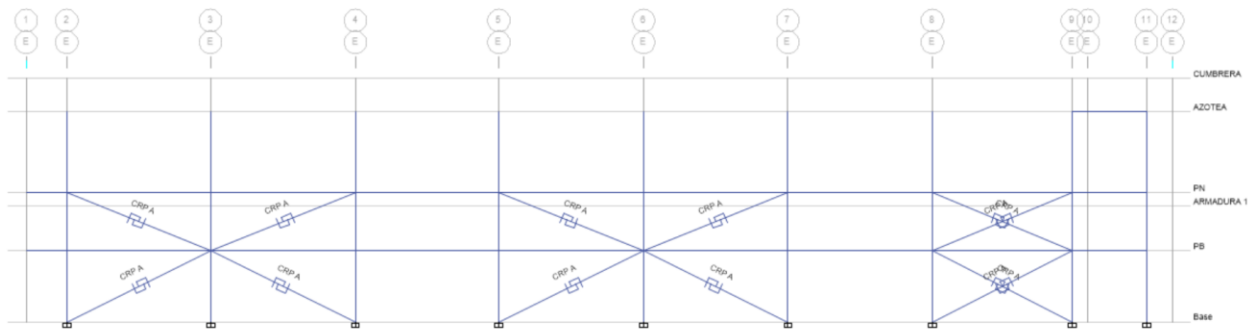


Figura 44. Marco de eje E con tipos de CRP

La Figura 45 muestra un corte del eje 2 donde se observan los CRP seleccionados.

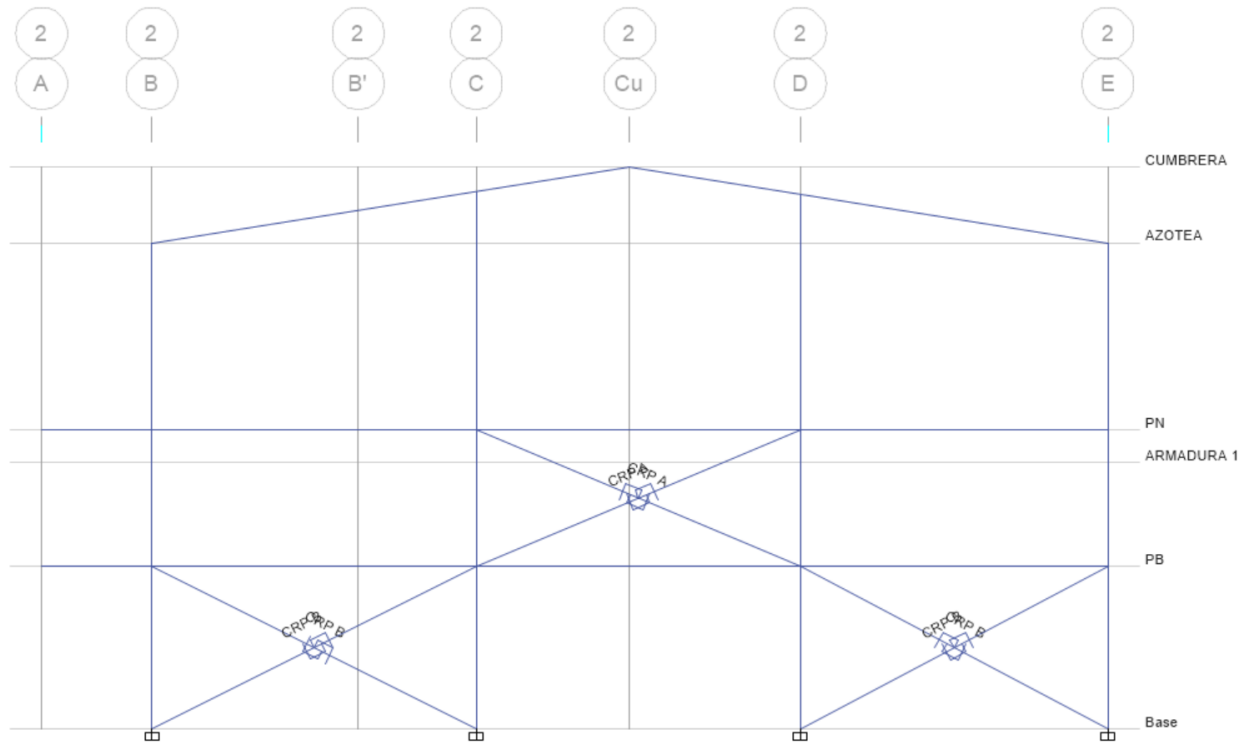


Figura 45. Marco de eje 2 con tipos de CRP

La Figura 46 muestra un corte del eje 4 donde se observan los CRP seleccionados. La configuración y tipo de los CRP del eje 4 se replica en los ejes 6, 8 y 9.

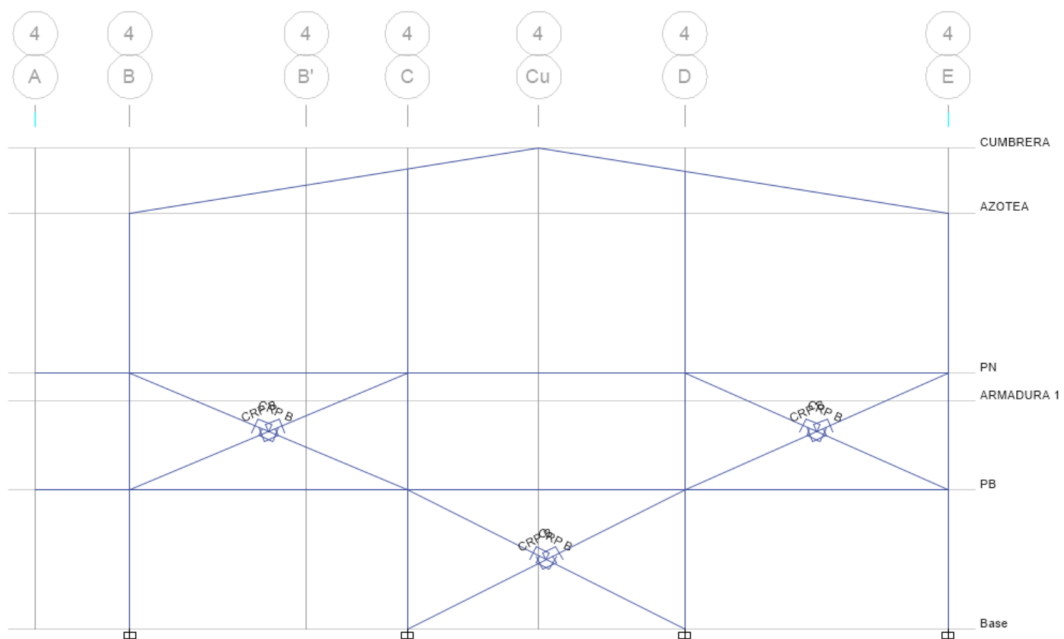


Figura 46. Marco de eje 4 con tipos de CRP

Para que los CRP cumplan con su resistencia ante fuerzas axiales, deben estar por debajo de una $P = 240$ ton, debido a que ambos tipos de CRP cuentan con una fuerza de diseño de 240 ton, indicada en la figura 45 de propiedades de los disipadores. La Tabla 23 muestra los elementos mecánicos de fuerzas axiales de los CRP A y B del modelo ubicados en planta baja y primer nivel, ante la combinación de carga más desfavorable.

Tabla 23. Elementos mecánicos de contraventeos restringidos al pandeo de modelo matemático rehabilitado

Nivel	Etiqueta	Combinación de Carga	P (ton)
PB	K27	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-166.923
PB	K33	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-163.843
PB	K30	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-148.778
PB	K9	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-147.217
PB	K7	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-146.68
PB	K3	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-146.518
PB	K5	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-145.579
PB	K37	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-132.695
PB	K38	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-130.076
PB	K31	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-129.13
PN	K4	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-122.796
PB	K43	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-120.066
PB	K44	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-119.366
PN	K10	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-116.88
PB	K58	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-115.912
PB	K52	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-114.763
PB	K51	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-114.082
PB	K57	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-111.628
PN	K8	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-111.615
PN	K6	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-110.275
PN	K40	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-100.952
PN	K39	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-94.1837
PN	K41	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-87.1574
PB	K19	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-80.6069
PB	K21	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-78.8167
PN	K42	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-77.2914
PB	K15	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-76.7552
PN	K45	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-76.7475
PN	K35	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-76.5703
PB	K17	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-75.3665
PB	K23	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-75.3305
PB	K24	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-72.082

Nivel	Etiqueta	Combinación de Carga	P (ton)
PN	K54	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-71.3954
PN	K36	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-71.293
PN	K48	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-70.3954
PB	K11	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-70.2578
PN	K47	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-70.0642
PB	K12	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-68.9371
PN	K46	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-65.0241
PB	K64	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-62.2001
PN	K20	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-59.9067
PN	K16	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-59.125
PB	K65	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-58.5528
PN	K13	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-58.0851
PN	K22	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-57.3433
PN	K18	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-56.2405
PN	K55	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-54.3514
PN	K14	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-52.5157
PN	K62	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-52.2522
PN	K56	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-51.9727
PN	K63	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-50.7961
PN	K26	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-50.0834
PN	K53	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-49.5322
PN	K25	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-49.4561
PN	K61	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-48.9754
PN	K60	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-40.4382
PN	K67	1.2 D + L + 0.33 SX + SY	-24.9823
PN	K66	1.2 D + L + SX + 0.3 SY	-17.5818

Como se puede observar en los resultados de la Tabla 23, ninguno de los elementos tipo link que representan a los contravientos restringidos contra al pandeo sobrepasan las 240 ton, es por ello, que cumplen con su diseño por resistencia.

4.3.2. Encamisados de concreto reforzado

Debido a que los contravientos restringidos contra el pandeo crean restricciones de paso entre los marcos y no se deben saturar las estructuras por su transmisión de cargas y provocación de torsión, se optó por agregar un segundo método de rehabilitación para aquellos elementos estructurales que no pasaron por los estados límites de falla aun con la colocación de los CRP en las zonas permitidas por la tienda.

4.3.2.1. Columnas

Una vez ubicadas las columnas que requerían un refuerzo adicional, se agregaron nuevas secciones con la función de *section designer* de ETABS, donde se colocaron las

dimensiones y acero de refuerzo de la columna original, para posteriormente colocar el encamisado de concreto reforzado sobre el perímetro de la sección.

La Figura 47 muestra un ejemplo del encamisado de concreto aplicado a las columnas afectadas en planta baja. Donde se agregaron 20 cm a la sección de concreto y se agregaron 6 varillas del número 4.

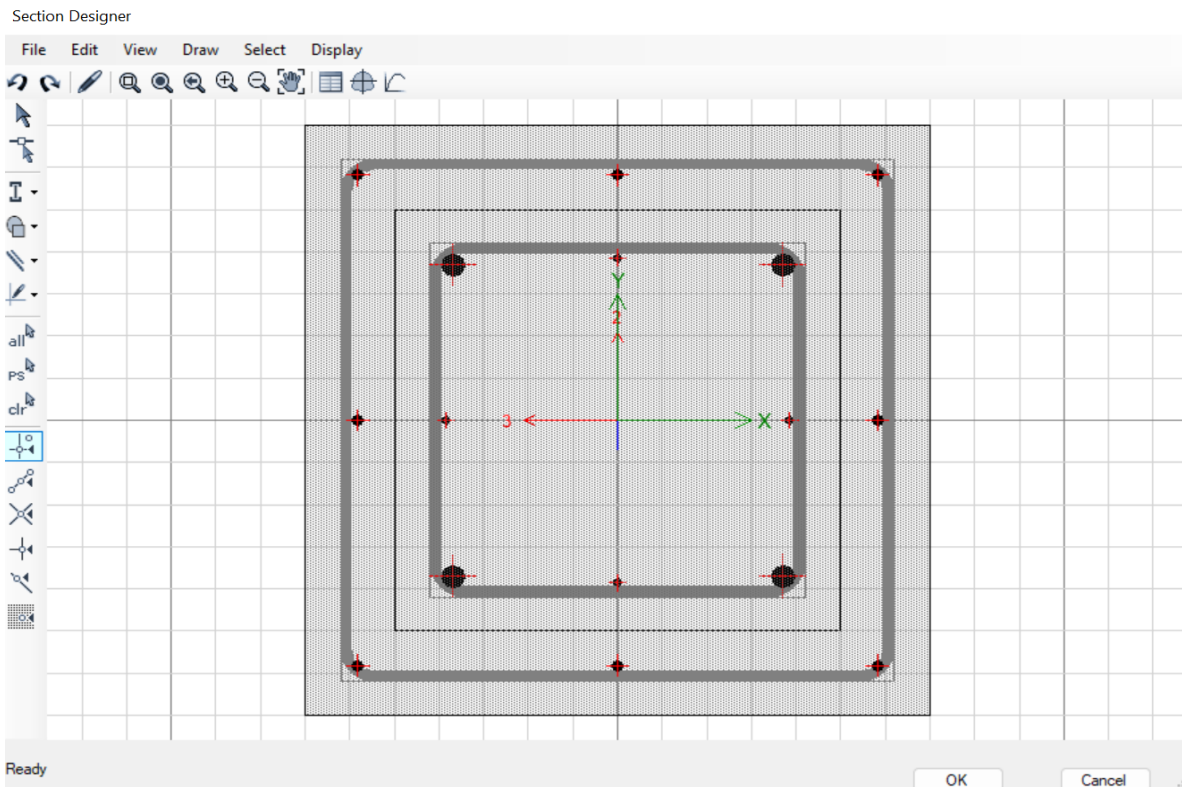


Figura 47. Diseño de sección compuesta de encamisado de concreto en columnas de planta baja.

De igual manera, se agregaron otros tipos de columna reforzada para las columnas de plantas superiores, donde se ajustaron los mismos criterios a las columnas de 45 x 45 cm.

La figura 48 muestra el refuerzo empleado en las columnas de planta baja del eje E, donde se refuerzo de igual manera con 20 cm a la sección de concreto y se agregaron 6 varillas del número 4.

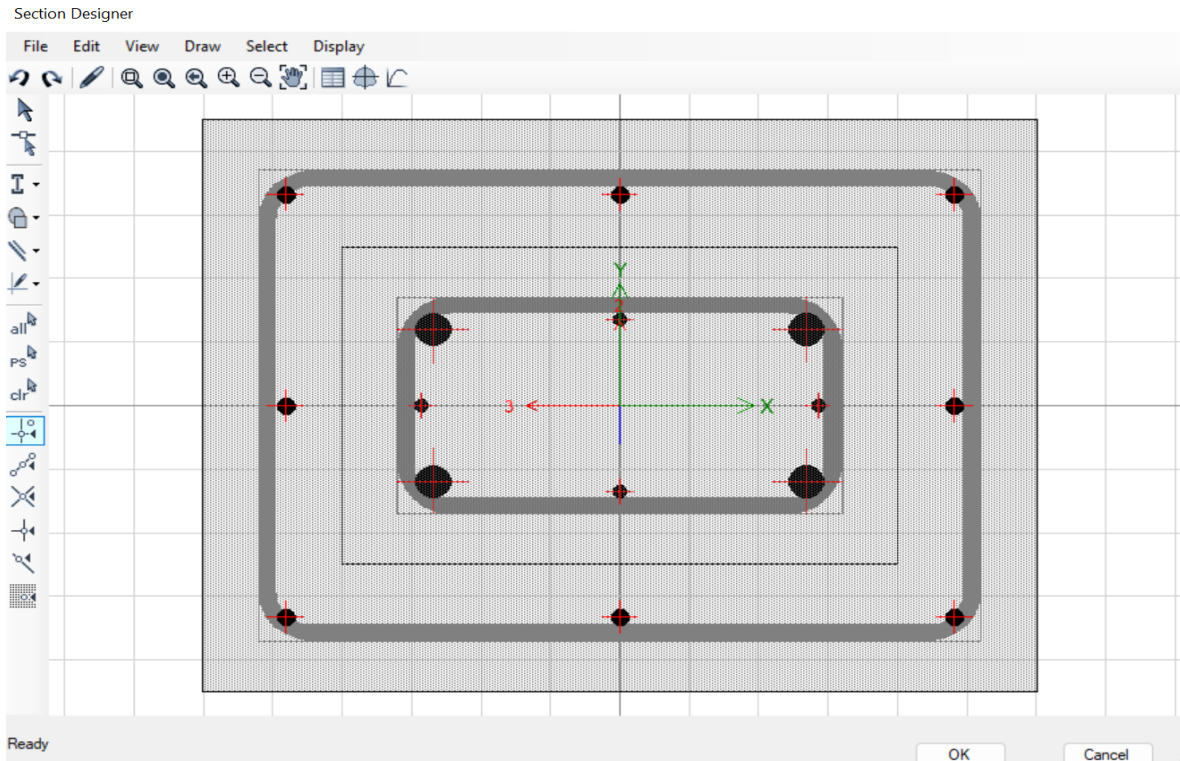


Figura 48. Diseño de sección compuesta de encamisado de concreto en columnas de planta baja.

Sobre este mismo eje se agregaron otros dos tipos de encamisado de columna reforzada donde se aumentó el número de varillas aplicadas hasta que la columna cumpliera con los estados límites de falla.

Una vez que se aplicaron los encamisados a las columnas correspondientes, que prácticamente eran columnas sobre el eje E y las interiores de planta baja, se logró cumplir con los estados límite de resistencia. Los modos de falla que restaban por cumplir se referían a fallas en el cortante del nodo de las columnas en su parte inferior y superior, lo que exigía una sección mayor, lo cual no podía cumplirse únicamente con la aplicación de disipadores de energía del tipo CRP.

4.3.2.2. Trabes

Del mismo modo, aquellas trabes que no cumplieron con los modos de falla fueron rehabilitadas por medio de un encamisado de concreto reforzado adicional a su sección. En este caso, las trabes contaban con una sección de 40 x 48 cm, la cual fue reforzada por un encamisado de 20 cm.

La Figura 49 muestra el diseño de la sección compuesta en ETABS para traveses.

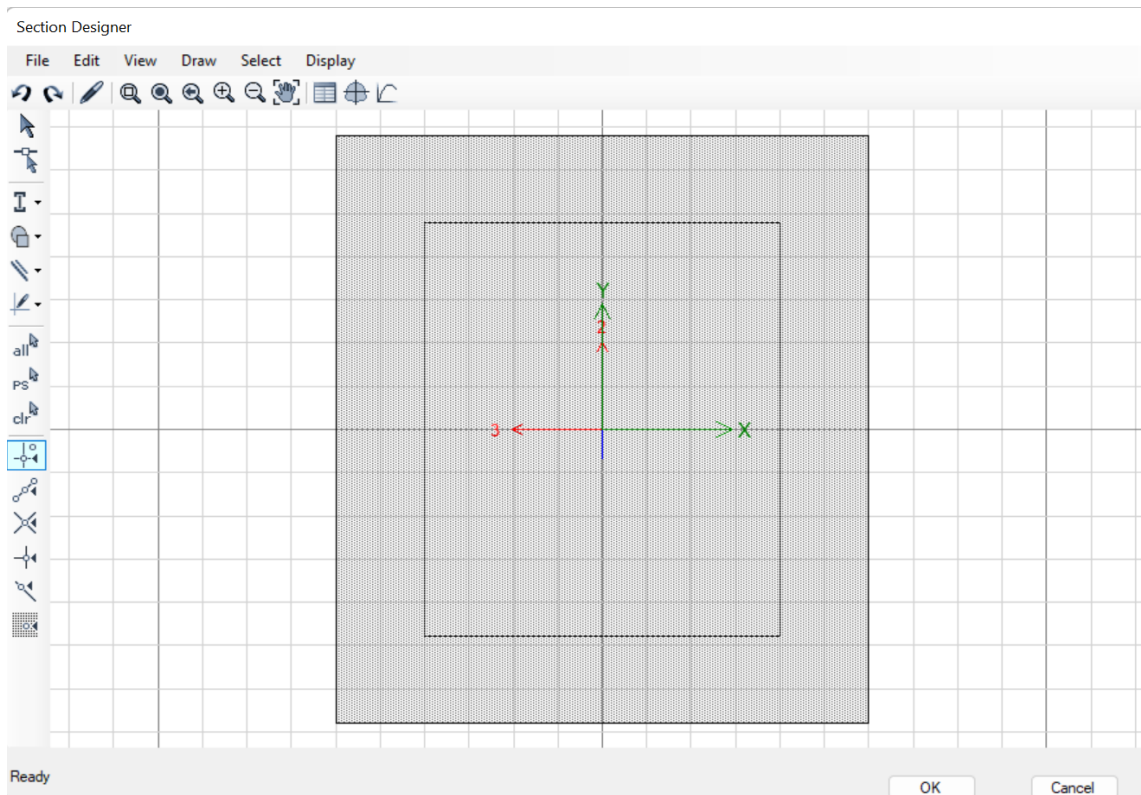


Figura 49. Diseño de sección de trabe reforzada con encamisado de concreto

Una vez que se aplicaron los encamisados a las secciones de trabe correspondientes, que prácticamente eran traveses sobre ejes interiores en planta de primer nivel y entrepiso, se logró cumplir con los estados límite de resistencia. Los modos de falla que restaban por cumplir se referían a fallas de torsión, las cuales no podían solucionarse por medio de la aplicación de disipadores de energía tipo CRP. Por el contrario, estos contraventeos afectaron un poco más a las traveses en este sentido, por lo tanto, se tuvo que aumentar la sección para cumplir con los efectos de torsión.

4.4. Análisis de costos de implementación

En este subcapítulo se analizarán los costos de implementación de los sistemas de rehabilitación propuestos, con un alcance de materiales, equipo y mano de obra necesaria para realizar los trabajos de reforzamientos de los elementos estructurales expuestos anteriormente.

En primer lugar, se deben analizar los costos de preparación de la estructura para la implementación de los contraventeos restringidos contra el pandeo (CRP), ya que se cuentan con marcos que tienen muros de tabique, que no son estructurarles o parte de la estructura principal, que requieren ser removidos para dar espacio a la implementación de los CRP. En este análisis se considerarán los costos unitarios de demolición de muros de mampostería a mano.

Posteriormente, se realizará el análisis de los encamisados de concreto reforzado en las columnas y trabes requeridas por el modelo matemático en la planta baja y primer nivel de la edificación. En este análisis se tomarán en cuenta los costos unitarios de encamisado de concreto reforzado en columnas y trabes, en sus diferentes configuraciones de dimensiones y acero de refuerzo.

Por último, se analizarán los costos de implementación y aplicación de los contraventeos restringidos al pandeo, debido a que este tipo de trabajo requiere mano de obra especializada, se considerarán los trabajos subcontratados a través de una empresa especialista en este tipo de dispositivos. En esta sección se cotizo un precio estimado para los modelos de CRP necesarios con la empresa DAMPO.

4.4.1. Números generadores de obra

A continuación, la tabla 24 muestra un resumen de los números generadores de obra de los conceptos de trabajo necesarios para los trabajos de rehabilitación. Dichos conceptos engloban los trabajos requeridos para implementar la rehabilitación, los cuales serán descritos a profundidad en el presupuesto de rehabilitación elaborado en OPUS, donde se presenta el catálogo de conceptos con la información de la Tabla 24 en la columna de cantidad.

Tabla 24. Tabla de números generadores de obra. Largo, ancho y altura en unidades de metros. Parcial y acumulados en metros cúbicos.

Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	Eje	Tramo	Largo	Ancho	Altura	No.	Parcial	Acum.
PRESUPUESTO DE PROPUESTA DE REHABILITACIÓN											
TESIS MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN											
PRELIMINARES											
P-01	Demolición de muro de mampostería	m ³	64.10	E	1-11	41.00	0.15	7.47	1.00	45.95	45.95
				12	C-D	8.10	0.15	7.47	1.00	9.08	55.03
				9	C-D	8.10	0.15	7.47	1.00	9.08	64.10
				TOTAL =							
ENCAMISADOS DE CONCRETO REFORZADO											
E-01	Encamisado de columna "COLPB1"	m ³	8.98	B	1-12	0.20	0.20	4.08	5.00	0.82	0.82
				C	1-12	0.50	0.50	4.08	4.00	4.08	4.90
				D	1-12	0.50	0.50	4.08	4.00	4.08	8.98
				TOTAL =							
E-02	Encamisado de columna "COLPB2"	m ³	1.47	E	1-12	0.20	0.20	4.08	9.00	1.47	1.47
				TOTAL =							
E-03	Encamisado de columna "COLPN"	m ³	2.68	B	1-12	0.20	0.20	3.39	1.00	0.14	0.14
				C	1-12	0.50	0.50	3.39	2.00	1.70	1.83
				D	1-12	0.50	0.50	3.39	1.00	0.85	2.68
				TOTAL =							
E-04	Encamisado de columna "COLPN2"	m ³	1.47	E	1-12	0.20	0.20	4.08	9.00	1.47	1.47
				TOTAL =							

E-05	Encamisado de trabe	m ³	30.72	B	1-12	0.20	0.20	65.00	2.00	5.20	5.20	
				C	1-12	0.20	0.20	65.00	2.00	5.20	10.40	
				D	1-12	0.20	0.20	65.00	2.00	5.20	15.60	
				2	A-E	0.20	0.20	27.00	2.00	2.16	17.76	
				3	A-E	0.20	0.20	27.00	2.00	2.16	19.92	
				4	A-E	0.20	0.20	27.00	2.00	2.16	22.08	
				5	A-E	0.20	0.20	27.00	2.00	2.16	24.24	
				6	A-E	0.20	0.20	27.00	2.00	2.16	26.40	
				7	A-E	0.20	0.20	27.00	2.00	2.16	28.56	
				8	A-E	0.20	0.20	27.00	2.00	2.16	30.72	
				9	A-E	0.20	0.20	27.00	2.00	2.16	32.88	
TOTAL =										30.72		
CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL PANDEO												
C-01	CRP A	pza	22.00							22.00	22.00	22.00
				TOTAL =								
C-02	CRP B	pza	36.00							36.00	36.00	36.00
				TOTAL =								

4.4.2. Presupuesto de rehabilitación de tienda departamental

A continuación, la Figura 50 muestra una captura del presupuesto elaborado en el software de ingeniería de costos OPUS, donde se obtuvo un total de \$11,253,874.86.

Presupuesto					
Clave	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Total
Presupuesto de propuesta de rehabilitación estructural de tienda departamental tesis					\$11,253,874.86
P	Preliminares				\$60,774.49
P-01	Demolición de muro de mampostería de tabique rojo recocido con medios manuales. Incluye: materiales, mano de obra, equipo, acarreo y todo lo necesario para su correcta ejecución.	m3	64.1000	\$948.12	\$60,774.49
E	Encamisados de concreto reforzado				\$203,065.49
E-01	Encamisado de columna "COLPB1" de dimensiones 50 x 50 cm, con concreto reforzado $f_c = 250$ kg/cm ² de 10 cm de espesor, armado con 8 varillas del número 4 y estribos del número 3 a cada 15 cm. Incluye: materiales, mano de obra, equipo, cimbra y todo lo necesario para su correcta ejecución	m3	8.9800	\$4,406.10	\$39,566.78
E-02	Encamisado de columna "COLPB2" de dimensiones 40 x 25 cm, con concreto reforzado $f_c = 250$ kg/cm ² de 10 cm de espesor, armado con 8 varillas del número 4 y estribos del número 3 a cada 15 cm. Incluye: materiales, mano de obra, equipo, cimbra y todo lo necesario para su correcta ejecución	m3	1.4700	\$4,405.59	\$6,476.22
E-03	Encamisado de columna "COLPN" de dimensiones 45 x 45 cm, con concreto reforzado $f_c = 250$ kg/cm ² de 10 cm de espesor, armado con 8 varillas del número 4 y estribos del número 3 a cada 15 cm. Incluye: materiales, mano de obra, equipo, cimbra y todo lo necesario para su correcta ejecución	m3	2.6800	\$4,405.59	\$11,806.98
E-04	Encamisado de columna "COLPN2" de dimensiones 40 x 25 cm, con concreto reforzado $f_c = 250$ kg/cm ² de 10 cm de espesor, armado con 12 varillas del número 4 y estribos del número 3 a cada 15 cm. Incluye: materiales, mano de obra, equipo, cimbra y todo lo necesario para su correcta ejecución	m3	1.4700	\$4,543.16	\$6,678.45
E-05	Encamisado de trabe de dimensiones 40 x 48 cm, con concreto reforzado $f_c = 250$ kg/cm ² de 10 cm de espesor. Incluye: materiales, mano de obra, equipo, cimbra y todo lo necesario para su correcta ejecución	m3	30.7200	\$4,509.67	\$138,537.06
C	Contraventeos restringidos contra pandeo				\$10,990,034.88
C-01	Suministro, colocación y habilitado de contraventeos restringidos al pandeo tipo disipador Dampo Dual Protect modelo 240/6. Incluye: materiales, mano de obra, equipo, flete y todo lo necesario para su correcta ejecución.	pza	22.0000	\$189,483.36	\$4,168,633.92
C-02	Suministro, colocación y habilitado de contraventeos restringidos al pandeo tipo disipador Dampo Dual Protect modelo 240/4. Incluye: materiales, mano de obra, equipo, flete y todo lo necesario para su correcta ejecución.	pza	36.0000	\$189,483.36	\$6,821,400.96
Subtotal de Presupuesto					\$11,253,874.86

Figura 50. Presupuesto de propuesta de rehabilitación estructural en el software OPUS. El análisis de precios unitarios se elaboró tomando en cuenta el volumen perimetral de concreto a encamisar, el acero de refuerzo a considerar en los m³ de concreto encamisado y el área de contacto para cimbra de concreto. De igual manera, se consideró una cuadrilla de un oficial albañil y un ayudante, tomando en cuenta rendimientos con base en experiencia de obra y catálogos de precios unitarios de diversas instituciones, tales como la Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción.

Referente a los precios unitarios de contraventeos restringidos contra pandeo (CRP), estos fueron cotizados con la empresa DAMPO, especialista en elaboración y colocación de dispositivos disipadores del tipo CRP. De igual manera, las características técnicas de

los dispositivos ofrecidos por la empresa DAMPO fueron utilizados previamente en el diseño de estos elementos. El importe total por los CRP fue de \$10,990,000.00 + IVA.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las conclusiones y recomendaciones descritas en el siguiente apartado se encuentran fundamentadas con base en los resultados obtenidos a través de la metodología definida previamente y la información mostrada en el capítulo anterior. A continuación, se presentan las conclusiones y recomendaciones principales, derivadas de los análisis y procedimientos correspondientes para concluir con los trabajos del trabajo de investigación.

- 1) En primer lugar, se comprobó que la tienda departamental no cumple con los índices de seguridad estructural marcados en el reglamento para estados límite de resistencia y servicio a través del análisis estructural del modelo matemático elaborado en ETABS, ya que sus principales elementos estructurales se exceden del 100% de su capacidad ante las combinaciones de carga aplicadas y los distorsiones y deflexiones exceden las permisibles en el reglamento.
- 2) La rehabilitación estructural de la edificación en estudio cumplió con los estados límite de falla y servicio establecidos en el reglamento de construcción de la ciudad de México y normas técnicas complementarias actuales, a través de la aplicación de los contravientos restringidos al pandeo; sin embargo, fue necesaria la introducción de un sistema de rehabilitación adicional (encamisados de concreto reforzado) debido a que algunas columnas y trabe forzosamente requerían un incremento en sus secciones. También, debido a las restricciones con las que contaba la tienda departamental, tales como las restricciones de ciertos marcos de la estructura, ya que se requería el flujo de clientes y acceso a otras secciones de la tienda.
- 3) Los contravientos restringidos contra pandeo representan una alternativa ideal para rigidizar los elementos estructurales de las edificaciones, de manera que se puede tener un mejor control de las distorsiones de entrepiso a través de la disipación de energía que aportan estos elementos, sin embargo, es importante que se analice la inclusión de un método de rehabilitación adicional para incrementar los índices de resistencia de columnas y trabes que forzosamente requieran más sección para cumplir con estos criterios.

- 4) Es importante recalcar que las condiciones de diseño que se emplearon la estructura original de la tienda departamental no eran óptimas, ya que se emplearon resistencias a la compresión del concreto reforzado que no son adecuados para elementos estructurales principales. En general, las columnas y trabes de este tipo de construcciones se realizan con un concreto de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ como mínimo, y los estudios de extracción de corazones de concreto arrojaron resistencias mínimas de $f'c = 160 \text{ kg/cm}^2$. Esta es una de las razones por las cuales los elementos estructurales no pasaban por límites de resistencia.
- 5) De igual manera, en la actualidad el reglamento de construcción estipula que los comercios deben ser analizados con una carga viva de al menos 350 kg/m^2 , sin embargo, debido a que la construcción cuenta con más de 50 años de vida, en su momento se diseñó con el reglamento anterior, que estipulaba una carga viva de 250 kg/m^2 para comercios. Esta es una de las razones por las cuales los elementos estructurales no pasaban por límites de resistencia.
- 6) Los contravientos restringidos al pandeo funcionan como fusibles estructurales, es por ello que en el diseño de los mismo se debe priorizar que la resistencia de estos elementos sea menor a la de trabes y columnas, de esta manera se garantiza la regla de columna fuerte, viga débil, contravientos más débiles.
- 7) Con base en el análisis de costos de implementación, se puede llegar a la conclusión de que la propuesta de rehabilitación estructural a base de este tipo de contravientos y la inclusión de encamisados de concreto reforzado es viable, debido a que la demolición y construcción de una tienda departamental de esa magnitud es mayor en gran porcentaje al costo estimado de rehabilitación. Del mismo modo, es importante recalcar, que los precios estipulados pueden variar y alzarse, debido a que se dejaron fuera del alcance consideraciones tales como: tapiales de protección, afectaciones de rendimientos de mano de obra debido a trabajos nocturnos por ubicarse en zona centro y restricciones de la tienda departamental en uso, reforzamiento de cimentación existente debido a posible transmisión de carga axial excedente a las zapatas debido a los CRP, conexiones para los contravientos y aumento de precios de acero y/o concreto.

6. REFERENCIAS

- Aguiar, J.B. y Camões, A.F. (2010). Service life of concrete structures rehabilitated with polymers. *Restoration of Buildings and Monuments*, vol. 16, no. 4/5, 1-12.
- Aprile, A. y Monti, G. (2022). Advanced methods for structural rehabilitation. *Buildings*. <https://doi.org/10.3390/buildings12010079>.
- Ballinas, D, Elias E. (2017). Propuesta de reforzamiento de una estructura de hospital con disipadores de energía del tipo CRP. *Universidad Nacional Autónoma de Mexico*. <https://repositorio.unam.mx/contenidos/197227>
- Cabral-Fonseca, S., Correia, J.R., Custódio, J., Silva, H.M., Machado, A.M. y Sousa, J. (2018). Durability of FRP - concrete bonded joints in structural rehabilitation: A review. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 83, pp. 153-167. ISSN 01437496. DOI 10.1016/j.ijadhadh.2018.02.014.
- Coeto, G. (2008). Control de la respuesta sísmica de edificios altos por medio de un sistema de contravientos restringidos contra pandeo. *Universidad Autónoma Metropolitana*. <http://hdl.handle.net/11191/5689>.
- Cueto, F., García, F., Guerrero, H. y Escobar, J.A. (2018). Reforzamiento sísmico de un edificio ubicado en la zona del lago de la Ciudad de México. *Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, pp. 1-10.
- Esteva, L. (2000). Diseño sísmico basado en desempeño tendencias y retos. *Revista de Ingeniería Sísmica*. <http://dx.doi.org/10.18867/ris.63.223>
- Fahnestock, L.A., Asce, M., Ricles, J.M. y Sause, R. (2007). Experimental evaluation of a large-scale buckling-restrained braced frame. *Journal of Structural Engineering*, vol. 133, issue 19. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2007\)133:9\(1205\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:9(1205)).
- FEMA, (1997). FEMA 273, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. *ATC Report 33-03 Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings*, vol. 3.
- FEMA, (2000). FEMA 350 - Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. *Federal Emergency Management Agency*.
- Garrido, H. (2015). Semi-active vibration control of structural systems. *Universidad Nacional de Cuyo*. DOI 10.13140/RG.2.1.4878.2242.
- Gaxiola-Camacho, J.R., Azizoltani, H., Villegas-Mercado, F.J. y Haldar, A. (2017a). A novel reliability technique for implementation of Performance-Based Seismic Design of structures. *Engineering Structures*, vol. 142, pp. 137-147. ISSN 18737323. DOI 10.1016/j.engstruct.2017.03.076.
- Gaxiola-Camacho, J.R., Azizoltani, H., Villegas-Mercado, F.J. y Haldar, A. (2017b). A novel reliability technique for implementation of Performance-Based Seismic Design of structures. *Engineering Structures*, vol. 142, pp. 137-147. ISSN 18737323. DOI 10.1016/j.engstruct.2017.03.076.

- Huh, J. (2000). Reliability Analysis of Nonlinear Structural Systems using Response Surface Method. *SCE Journal of Civil Engineering*, 4, 135-143. <https://doi.org/10.1007/BF02830867>
- Kalla, J., Ponnada, M.R. y Mishra, S.P. (2021). Rehabilitation of distressed RC beams: A critical review. *Materials Today: Proceedings*, ISSN 22147853. DOI 10.1016/j.matpr.2021.01.058.
- Koetaka, Y., Narihara, H. y Tsujita, O. (2001). Experimental study on buckling restrained braces. *6th Pacific Structural Steel Conference*.
- Lopez, T., Ruiz, S., Torres M. y Montiel M. (2011). Confiabilidad de estructuras considerando el daño acumulado en el tiempo. *Ingeniería Sísmica*, no. 84. ISSN 0185-092X.
- Mahoney, M., Hanson, R.D., Rojahn, C., Heintz, J.A., Hortacsu, A., Hamburger, R.O., Gillengerten, J., Holmes, W.T., May, P.J., Moehle, J.P., Phipps, M.T., Borchardt, R.D., Bostrom, A., Burr, B., Cobeen, K., Court, A.B., Dooley, T., Gramer, D., Griffin, M., Love, R.J., Mar, D., McCabe, S., Meacham, B.J., Petak, W.J., Comerio, M., Cornell, A., Hachem, M., Heckscher, G., Mitrani-Reiser, J., Morris, P., Naeim, F., Porter, K., Seligson, H., Deierlein, G., Hooper, J.D., Huang, Y.-N., Lowes, L., Luco, N., Merovich, A.T., Bachman, R.E., Caldwell, P.J., Filiatrault, A., Kennedy, R.P., Krawinkler, H., Maragakis, M., Miranda, E. y Mosqueda, G. (2018). Seismic performance assessment of buildings. *FEMA P-58-1*, vol.1.
- Marulanda, J., Thomson, P. y Marulanda A., J. (2000). Monitoreo de salud estructural. *Ingeniería y Competividad*, vol. 2, no. 2. <https://doi.org/10.25100/iyc.v2i2.2342>.
- Menna, C., Auricchio, F. y Asprone, D. (2015). Applications of Shape Memory Alloys in Structural Engineering. *Shape Memory Alloy Engineering: For Aerospace, Structural and Biomedical Applications*. S.l.: Elsevier Inc., pp. 369-403. ISBN 9780080999210. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-099920-3.00013-9>.
- Mora, E.D. y Aguiar, R. (2015). Seismic vulnerability of buildings located on hillsides. *Case study: Latin American Countries*.
- Mora, M.A., Villalba D., J. y Maldonado, E. (2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín* 5(9):59-74.
- Moreno, R. (2006). Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona. *Universitat Politècnica de Catalunya*. <http://dx.doi.org/10.5821/dissertation-2117-93559>
- Preumont, A. (1999). Vibration Control of Active Structures: An Introduction. *Meccanica*, 34, 139. DOI 10.1023/A:1004398914135.
- Rodriguez, V. y Guerrero, H. (2019a). Diseño de disipadores de energía sísmica del tipo contraventeos restringidos al pandeo (CRP). *Universidad Nacional Autónoma de México*. <https://repositorio.unam.mx/contenidos/3514320>.

- Rodríguez, V. y Guerrero, H. (2019b). Diseño de disipadores de energía sísmica del tipo contraventeos restringidos al pandeo (CRP). *Universidad Nacional Autónoma de México Facultad de Ingeniería*. <https://repositorio.unam.mx/contenidos/3514320>.
- Ruiz, S., Jiménez, R., Santos, M.A. y Orellana, M.A. (2020). Evaluación de la fragilidad de dos soluciones de rehabilitación para un edificio con planta baja débil dañado durante el sismo 19/s17. *Revista de Ingeniería Sísmica*, no. 102, pp. 1-25. ISSN 0185-092X. DOI 10.18867/ris.102.513.
- Salahaldin, A.I., Jomaa'h, M.M., Oukaili, N.A. y Ghaidan D.J. (2022). Rehabilitation of Hybrid RC-I Beams with Openings Using CFRP Sheets. *Civil Engineering Journal (Iran)*, vol. 8, no. 1, pp. 155-166. ISSN 24763055. DOI 10.28991/CEJ-2022-08-01-012.
- Shoukry, M.E., Tarabia, A.M. y Abdelrahman, M.Z. (2022). Seismic retrofit of deficient exterior RC beam-column joints using steel plates and angles. *Alexandria Engineering Journal*, vol. 61, no. 4, pp. 3147-3164. ISSN 11100168. DOI 10.1016/j.aej.2021.08.048.
- Straub, D., Schneider, R., Bismut, E. y Kim, H.J. (2020). Reliability analysis of deteriorating structural systems. *Structural Safety*, vol. 82. ISSN 01674730. DOI 10.1016/j.strusafe.2019.101877.
- Takeuchi, T. (2018a). Buckling-Restrained Brace: History, Design and Applications. *Key Engineering Materials*, vol. 763 KEM, pp. 50-60. ISSN 16629795. DOI 10.4028/www.scientific.net/KEM.763.50.
- Takeuchi, T. (2018b). Buckling-Restrained Brace: History, Design and Applications. *Key Engineering Materials*, vol. 763 KEM, pp. 50-60. ISSN 16629795. DOI 10.4028/www.scientific.net/KEM.763.50.
- Tayeh, B.A., Abu Bakar, B.H., Megat Johari M.A. y Voo, Y.L. (2013). Utilization of ultra-high performance fibre concrete (UHPFC) for rehabilitation a review. *Procedia Engineering*. S.I.: Elsevier Ltd, pp. 525-538. ISBN 9781627486354. DOI 10.1016/j.proeng.2013.03.048.
- Vidal, M. (2008). Análisis y diseño de estructuras con disipadores de energía metálicos en base a criterios de desempeño. *Universidad Austral de Chile*.
- Yooprasertchai, E. y Warnitchai, P. (2008). Seismic retrofitting of low-rise nonductile reinforced concrete buildings by buckling-restrained braces. Proceedings, Fourteenth World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October, Paper No. 05-03-0213.
- Zhou, Y., Shao, H., Cao, Y. y Lui, E.M. (2021). Application of buckling-restrained braces to earthquake-resistant design of buildings: A review. *Engineering Structures*. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112991>.
- CFE, (2015). Manual de diseño de obras civiles: Diseño por sismo. *Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Electricas*.
- CFE, (2020). Manual de diseño de obras civiles: Diseño por viento. *Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Electricas*.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.
Gaceta Oficial de la Ciudad de Mexico, 2021.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero.
Gaceta Oficial de la Ciudad de Mexico, 2020.

Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. *Gaceta Oficial de la Ciudad de Mexico, 2017.*

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. *Gaceta Oficial de la Ciudad de Mexico, 2020.*

ACI, (2019). ACI 318-19 Reglamento para Concreto Estructural del American Concrete Institute.

AISC, (2017). AISC 316 Especificaciones para Construcciones en Acero del American Institute of Steel Construction.