

# Universidad Autónoma de Baja California



---

**Facultad de Ingeniería, Arquitectura y Diseño**  
**Maestría y Doctorado en Ciencias e Ingeniería**

---

**“REDUCCIÓN DE SOLICITACIONES SÍSMICAS MEDIANTE EL  
USO DE AISLADORES DE BASE ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO  
DE PLOMO EN UNA ESTRUCTURA DE OCHO NIVELES”**

TESIS

que para obtener el grado de  
**MAESTRO EN INGENIERÍA**

Presenta:

**Carlos Flores Aburto**

Ensenada, B.C., junio de 2017

**ASUNTO: Voto aprobatorio sobre trabajo  
de tesis de grado de Maestro en Ingeniería**

**Dr. Miguel Enrique Martínez Rosas**  
Coordinador de Posgrado e Investigación  
Facultad de Ingeniería, Arquitectura y Diseño  
P R E S E N T E

Después de haber efectuado una revisión minuciosa sobre el trabajo de tesis presentado por el C. Carlos Flores Aburto para poder presentar la defensa de su examen y obtener el grado de Maestro en Ingeniería, me permito comunicarle que he dado mi voto aprobatorio, sobre el trabajo titulado:

“REDUCCIÓN DE SOLICITACIONES SÍSMICAS MEDIANTE EL USO DE AISLADORES DE BASE ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO EN UNA ESTRUCTURA DE OCHO NIVELES”

Esperando reciba la presente de conformidad, quedo de Usted.

Ensenada, B.C. a día 29 del mes de mayo del 2017.

  
\_\_\_\_\_  
**M.I. Joel Melchor Ojeda Ruiz**

**ASUNTO: Voto aprobatorio sobre trabajo  
de tesis de grado de Maestro en Ingeniería**


**Dr. Miguel Enrique Martínez Rosas**  
Coordinador de Posgrado e Investigación  
Facultad de Ingeniería, Arquitectura y Diseño  
P R E S E N T E

Después de haber efectuado una revisión minuciosa sobre el trabajo de tesis presentado por el C. Carlos Flores Aburto para poder presentar la defensa de su examen y obtener el grado de Maestro en Ingeniería, me permito comunicarle que he dado mi voto aprobatorio, sobre el trabajo titulado:

“REDUCCIÓN DE SOLICITACIONES SÍSMICAS MEDIANTE EL USO DE AISLADORES DE BASE ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO EN UNA ESTRUCTURA DE OCHO NIVELES”

Esperando reciba la presente de conformidad, quedo de Usted.

Ensenada, B.C. a día 29 del mes de mayo del 2017.



---

**Dr. Fortunato Espinoza Barreras**

**ASUNTO: Voto aprobatorio sobre trabajo  
de tesis de grado de Maestro en Ingeniería**

**Dr. Miguel Enrique Martínez Rosas**  
Coordinador de Posgrado e Investigación  
Facultad de Ingeniería, Arquitectura y Diseño  
P R E S E N T E

Después de haber efectuado una revisión minuciosa sobre el trabajo de tesis presentado por el C. Carlos Flores Aburto para poder presentar la defensa de su examen y obtener el grado de Maestro en Ingeniería, me permito comunicarle que he dado mi voto aprobatorio, sobre el trabajo titulado:

“REDUCCIÓN DE SOLICITACIONES SÍSMICAS MEDIANTE EL USO DE AISLADORES DE BASE ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO EN UNA ESTRUCTURA DE OCHO NIVELES”

Esperando reciba la presente de conformidad, quedo de Usted.

Ensenada, B.C. a día 29 del mes de mayo del 2017.

*Donobhan Presichi Gerardo*

---

**M.I. Donobhan Presichi Gerardo**



## Dedicatoria

**A Dios**, por incluir en sus planes, la conclusión de esta etapa en mi vida profesional y bendecirme con el estímulo de mi familia.

**A mis viejitas: mi Tita y mi abuelita Lencha**, por hacerme sentir como a un hijo y que aunque ya no estén entre nosotros, siempre vivirán en mi corazón.

**A mi esposa**, por su apoyo y paciencia en el proceso de elaboración de este documento. Te amo mi Chula.

**A mis hijos, Sebastián y Leonardo**, por ser mi fuente de inspiración para continuar por el camino de la superación en todos los aspectos de mi vida.

**A mis padres y hermanas**, aunque físicamente estén lejos, por siempre estar conmigo.

**A mis suegros**, por todo su apoyo.

**Al Ing. Joel Ojeda**, por ser un ejemplo en todos los aspectos de la vida, por su confianza, amistad y sobre todo, por nunca dejar de creer en mí.

**Al Dr. Fortunato**, por su amistad, por siempre tener una actitud positiva y tratar de ayudarme a ver a través de su filosofía de vida el verdadero valor de las cosas.



## Agradecimientos

**Al Dr. Juan Iván Nieto Hipólito**, director de la FIAD, por su confianza, apoyo y haberme hecho posible alcanzar una meta muy importante en mi vida que alguna vez creí perdida. Siempre le estaré agradecido.

**Al M. en Ing. Joel M. Ojeda Ruiz**, director de tesis, por compartirme sus conocimientos, tiempo, por todos sus consejos, su paciencia y por darme la oportunidad de enderezar el barco. Muchísimas gracias Inge.

**Al Dr. Fortunato Espinoza Barreras**, sinodal, por su ayuda, consejos, actitud, amistad, por siempre tener una palabra de aliento en situaciones difíciles y compartir sus proyectos.

**Al M. en Ing. Donobhan Presichi Gerardo**, sinodal, por compartir sus conocimientos e información, además de su tiempo, consejos, paciencia y amistad.

**Al Dr. Miguel E. Martínez Rosas**, coordinador de posgrado, por su apoyo y seguimiento de mi trabajo.

**A mi compañero y amigo, el M. en Ing. Ricardo Sánchez Vergara**, por su apoyo y amistad.

**A mis compañeros y colaboradores de la oficina: Josué, Alejandro, Ubaldo, Héctor y Jorge**, gracias por su apoyo.

**ÍNDICE**

<b>Capítulo 1: Descripción del Proyecto</b> .....	1
1.1.- Resumen.....	2
1.2.- Abstract.....	3
1.3.- Introducción .....	4
1.4.- Algunos aspectos básicos de sismología .....	5
1.5.- Filosofía de diseño .....	9
1.6.- Historia del aislamiento sísmico.....	9
1.7.- Algunas estructuras con aisladores de base a nivel mundial y nacional.....	13
1.8.- Descripción general del proyecto (caso de estudio).....	20
1.9.- Objetivos.....	23
1.10.- Justificación.....	23
1.11.- Reglamentación.....	25
<b>Capítulo 2: Descripción de la metodología</b> .....	26
2.1.- Análisis y diseño convencional.....	27
2.1.1.- Justificación.....	27
2.1.2.- Procedimiento.....	27
2.1.3.- Finalidad .....	28
2.2.- Análisis no lineal estático de la estructura sin dispositivos aisladores de base (Método de la carga monotónica) .....	29
2.2.1.- Justificación.....	29
2.2.2.- Procedimiento.....	29
2.2.3.- Finalidad .....	30
2.3.- Análisis no lineal dinámico de la estructura sin dispositivos aisladores de base (Método de análisis tiempo historia).....	30
2.3.1.- Justificación.....	30
2.3.2.- Procedimiento.....	31
2.3.3.- Finalidad .....	32
2.4.- Diseño de los dispositivos aisladores de base .....	32
2.4.1.- Justificación.....	32
2.4.2.- Procedimiento.....	32
2.4.3.- Finalidad .....	33



---

2.5.- Análisis no lineal dinámico de la estructura con interfaz de dispositivos aisladores de base.....	33
2.5.1.- Justificación.....	33
2.5.2.- Procedimiento.....	33
2.5.3.- Finalidad .....	34
<b>Capítulo 3: Análisis y diseño convencional.....</b>	<b>35</b>
3.1.- Propuesta del sistema estructural .....	36
3.2.- Análisis gravitacional .....	43
3.3.- Análisis de cargas accidentales.....	45
3.3.1.- Determinación del periodo de la estructura.....	45
3.3.2.- Cálculo del coeficiente de respuesta sísmico.....	46
3.3.3.- Determinación del espectro de diseño .....	47
3.3.4.- Cálculo del cortante basal. ....	50
3.4.- Revisión de desplazamientos relativos de entrepiso.....	53
3.5.- Distorsiones de entrepisos.....	56
3.6.- Efectos P-Delta.....	57
3.7.- Combinaciones de cargas.....	59
3.8.- Resultado de diseño: .....	59
<b>Capítulo 4: Análisis no lineal estático (pushover) de la estructura.....</b>	<b>60</b>
4.1.- Definición del patrón de cargas.....	61
4.2.- Definición de los parámetros del diseño por desempeño .....	63
4.3.- Definición de las propiedades de las articulaciones plásticas .....	64
4.4.- Resultados y conclusiones del análisis no lineal estático (pushover).....	65
<b>Capítulo 5: Análisis no lineal dinámico (tiempo historia) de la estructura sin dispositivos aisladores de base.....</b>	<b>69</b>
5.1.- Introducción .....	70
5.2.- Análisis no lineal dinámico (tiempo historia) .....	71
5.3.- Revisión de distorsiones .....	72
5.3.1.- Distorsiones en X para sismo de diseño .....	73
5.3.2.- Distorsiones en X para sismo máximo considerado.....	74
5.4.- Revisión de fuerzas cortantes .....	75
5.4.1.- Fuerzas cortantes en X por sismo de diseño .....	75
5.4.2.- Fuerzas cortantes en X por sismo máximo considerado.....	77



5.5.- Resultados y conclusiones del análisis no lineal dinámico (tiempo historia) de la estructura sin aisladores .....	79
<b>Capítulo 6: Diseño de los dispositivos aisladores de base .....</b>	<b>80</b>
6.1.- Introducción .....	81
6.2.- Modelo bilineal del aislador.....	81
6.3.- Descripción del diseño del aislador elastomérico con núcleo de plomo (Tipo I).....	83
6.3.- Diseño del aislador elastomérico con núcleo de plomo (Tipo I) .....	86
<b>Capítulo 7: Análisis no lineal dinámico (tiempo historia) de la estructura con interfaz de dispositivos aisladores de base .....</b>	<b>92</b>
7.1.- Introducción .....	93
7.2.- Análisis no lineal dinámico (tiempo historia) .....	93
7.3.- Revisión de distorsiones .....	93
7.3.1.- Distorsiones en X para sismo de diseño .....	94
7.3.2.- Distorsiones en X para sismo máximo considerado.....	95
7.4.- Revisión de fuerzas cortantes .....	96
7.4.1.- Fuerzas cortantes en X por sismo de diseño .....	96
7.4.2.- Fuerzas cortantes en X por sismo máximo considerado.....	98
7.5.- Resultados y conclusiones del análisis no lineal dinámico (tiempo historia) de la estructura con aisladores .....	100
<b>Capítulo 8: Conclusiones y Recomendaciones .....</b>	<b>101</b>
8.1.- Análisis de distorsiones.....	102
8.1.1.- Comparación de distorsiones para sismo de diseño bajo diferentes condiciones.....	102
8.1.2.- Análisis de distorsiones para sismo máximo considerado bajo diferentes condiciones.....	103
8.2.- Análisis de cortantes.....	104
8.2.1.- Comparación de cortantes para sismo de diseño bajo diferentes condiciones .....	104
8.2.2.- Comparación de cortantes para sismo máximo considerado bajo diferentes condiciones.....	105
8.3.- Conclusiones.....	107
8.4.- Recomendaciones.....	108
<b>Anexos .....</b>	<b>109</b>
Anexo A Análisis de cargas gravitacionales.....	110
Anexo B Análisis sísmico mediante e método de las fuerzas equivalentes .....	117



Anexo C Revisión de la estructura por desplazamientos y distorsiones de acuerdo al ASCE Standard 7-10.....	126
Anexo D Revisión de los efectos P- $\Delta$ de acuerdo al ASCE Standard 7-10 .....	130
Anexo E Diseño de los aisladores de base.....	133
<b>Referencias</b> .....	<b>158</b>



## LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Concentrado de cargas gravitacionales que actúan en la estructura .....	44
Tabla 2 Cargas para determinar el cortante basal .....	50
Tabla 3 Resumen de datos para determinar la distribución de las fuerzas sísmicas.....	50
Tabla 4 Distribución de fuerzas laterales de entrepiso para el sentido X.....	51
Tabla 5 Distribución de fuerzas laterales de entrepiso para el sentido Y .....	52
Tabla 6 Revisión por desplazamientos para el sentido X .....	54
Tabla 7 Revisión por desplazamientos para el sentido Y .....	54
Tabla 8 Revisión de distorsiones en el sentido X .....	56
Tabla 9 Revisión de distorsiones en el sentido Y .....	56
Tabla 10 Revisión del coeficiente de estabilidad para el sentido X .....	58
Tabla 11 Revisión del coeficiente de estabilidad para el sentido Y .....	58
Tabla 12 Registros utilizados para el análisis tiempo historia.....	71
Tabla 13 Distorsiones positivas en X para sismo de diseño .....	73
Tabla 14 Distorsiones negativas en X para sismo de diseño .....	73
Tabla 15 Distorsiones positivas en X para sismo máximo considerado .....	74
Tabla 16 Distorsiones negativas en X para sismo máximo considerado.....	74
Tabla 17 Carga sobre cada uno de los aisladores propuestos .....	82
Tabla 18 Datos finales del aislador “Tipo I”, para sismo de diseño .....	91
Tabla 19 Distorsiones positivas en X para sismo de diseño con interfaz de aisladores.....	94
Tabla 20 Distorsiones negativas en X para sismo de diseño con interfaz de aisladores.....	94
Tabla 21 Distorsiones positivas en X para sismo máximo considerado con interfaz de aisladores..	95
Tabla 22 Distorsiones negativas en X para sismo máximo considerado con interfaz de aisladores	95



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Daños en edificio en la Cd. de México a causa del sismo del 19 de septiembre de 1985...	4
Figura 2	Daños en edificios en la Cd. de México a causa del sismo del 19 de septiembre de 1985..	4
Figura 3	Licuefacción a causa del sismo del 04 de abril de 2010 en Mexicali, B.C.....	4
Figura 4	Vista aérea de falla a causa del sismo del 04 de abril de 2010 en Mexicali, B.C.....	5
Figura 5	Localización del epicentro del sismo del 04 de abril de 2010 en Mexicali, B.C.....	7
Figura 6	Algunas fallas y estaciones sísmicas localizadas en Baja California (México) (RESNOM) y el sur de California (EEUU).....	8
Figura 7	Escuela Primaria Pestalozzi, Macedonia. ....	10
Figura 8	Aisladores de base utilizados en la Escuela Primaria Pestalozzi. ....	10
Figura 9	Dispositivo elastomérico de alto amortiguamiento (HDRB). ....	11
Figura 10	Dispositivo elastomérico con núcleo de plomo (LRB). ....	12
Figura 11	Dispositivo péndulo de fricción (FPS). ....	12
Figura 12	Comparación del comportamiento entre un edificio con diseño convencional y uno con base aislada. ....	13
Figura 13	University of Southern California Teaching Hospital.....	13
Figura 14	Los Angeles City Hall.....	14
Figura 15	Aisladores debajo de Los Angeles City Hall. ....	14
Figura 16	Utah State Capitolio. ....	15
Figura 17	Aisladores en el Utah State Capitolio.....	15
Figura 18	San Francisco City Hall.....	15
Figura 19	Aisladores de base en el San Francisco City Hall.....	15
Figura 20	Centro de computación de la Empresa Eléctrica Tohoku. ....	16
Figura 21	High City Kiyosumi. ....	16
Figura 22	Aisladores de base debajo del High City Kiyosumi. ....	16
Figura 23	Parliament House de Nueva Zelanda. ....	17
Figura 24	Aislaores en la Parliament House de Nueva Zelanda. ....	17
Figura 25	Edificio Old Bank Arcade en Wellington, Nueva Zelanda.....	17
Figura 26	Edificio William Clayton, Nueva Zelanda.....	18
Figura 27	Aisladores en Edificio Willian Clayton en Nueva Zelanda. ....	18
Figura 28	Edificio Torre Tres Ríos en Culiacán, Sinaloa.....	19
Figura 29	Aisladores de base colocados entre las pilas y el cuerpo del Distribuidor Vial Lázaro Cárdenas-López Mateos, en Mexicali, Baja California. ....	19
Figura 30	Localización del edificio, con coordenadas 31° 50' 3.16" N, 116° 35' 54.86" O, (Google Earth, 2016), en Ensenada, Baja California. ....	20
Figura 31	Vista a nivel de calle, (Google Earth, 2009), en Ensenada, Baja California. ....	20
Figura 32	Perspectiva del Edificio de Oficinas.....	21
Figura 33	Planta Arquitectónica del Primer Nivel. ....	21
Figura 34	Planta Arquitectónica del Segundo Nivel.....	22
Figura 35	Planta Arquitectónica del Tercer al Octavo Nivel.....	22
Figura 36	Población Estatal en Baja California, hasta el censo de 2010. ....	24
Figura 37	Modelo tridimensional de la estructura.....	36



Figura 38 Elementos Estructurales en Azotea. (Nivel 8) .....	37
Figura 39 Elementos Estructurales en Entrepiso 6. (Nivel 7) .....	38
Figura 40 Elementos Estructurales en Entrepiso 4 y 5. (Niveles 5 y 6) .....	39
Figura 41 Elementos Estructurales en Entrepisos 2 y 3. (Niveles 3 y 4).....	40
Figura 42 Elementos Estructurales en Entrepiso 1. (Nivel 2) .....	41
Figura 43 Elementos Estructurales en Estacionamiento 2. (Nivel 1) .....	42
Figura 44 Espectro de diseño de acuerdo al ASCE Standard 7-10 .....	47
Figura 45 Gráfica de demanda de cortante de entrepiso en X .....	51
Figura 46 Gráfica de demanda de cortante de entrepiso en Y .....	52
Figura 47 Gráfica de desplazamientos relativos de entrepiso en X .....	54
Figura 48 Gráfica de desplazamientos relativos de entrepiso en Y .....	55
Figura 49 Gráfica de desplazamientos relativos de entrepiso en X y Y.....	55
Figura 50 Perfil de distorsiones de entrepiso en X.....	56
Figura 51 Perfil de distorsiones de entrepiso en Y.....	56
Figura 52 Perfil de distorsiones de entrepiso en X y Y .....	57
Figura 53 Ilustración del patrón de carga aplicado .....	61
Figura 54 Modelo de la relación fuerza-deformación de acuerdo al ASCE 41-13.....	64
Figura 55 Parámetros de entrada del modelo de articulación plástica para alimentar el software utilizado.....	64
Figura 56 Definición de zonas probables de articulaciones plásticas en el marco C de la estructura analizada en este trabajo .....	65
Figura 57 Aparición de la primera articulación plástica en la estructura, la cual se identifica con la nomenclatura V14ART14 por el programa utilizado.....	65
Figura 58 Comportamiento de la articulación V14ART14 al continuar el incremento del patrón de cargas sobre la estructura .....	66
Figura 59 Seguimiento del comportamiento de la articulación inicial V14ART14.....	66
Figura 60 Comportamiento de la articulación V14ART14 en el paso que desarrolla su máxima capacidad .....	67
Figura 61 Comportamiento de la articulación V14ART14 ya con la pérdida por capacidad en el rango no lineal.....	67
Figura 62 Curva de capacidad del sistema estructural, identificando la ductilidad en función del porcentaje de distorsión con respecto al nivel superior de la estructura .....	68
Figura 63 Acelerogramas de registros LP89G03 (izquierda) y de NR94CNP (derecha).....	70
Figura 64 Espectros de respuesta a nivel de sismo de diseño (DE).....	71
Figura 65 Espectros de respuesta a nivel de sismo máximo considerado (MCE) .....	72
Figura 66 Perfil de distorsiones en X para sismo de diseño .....	73
Figura 67 Perfil de distorsiones en X para sismo máximo considerado.....	74
Figura 68 Demanda de fuerza cortante a nivel de sismo de diseño. ....	75
Figura 69 Porcentajes de demanda de cortante a nivel de sismo de diseño.....	75
Figura 70 Promedio de fuerza cortante a nivel de sismo de diseño. ....	76
Figura 71 Porcentajes de demanda de cortante promedio a nivel de sismo de diseño. ....	76
Figura 72 Demanda de fuerza cortante a nivel de sismo máximo considerado para cada registro. 77	
Figura 73 Porcentajes de demanda de cortante a nivel de sismo máximo considerado para cada registro.....	77



---

Figura 74 Promedio de fuerza cortante a nivel de sismo máximo considerado. ....	78
Figura 75 Porcentajes de demanda de cortante promedio a nivel de sismo máximo considerado. 78	
Figura 76 Gráfica de características dinámicas del aislador elastomérico con núcleo de plomo.....	81
Figura 77 Planta de ubicación de los diferentes tipos de aisladores en la interfaz colocada entre la estructura de concreto reforzado y la de acero estructural. ....	82
Figura 78 Características mecánicas del aislador “Tipo I” .....	91
Figura 79 Distorsiones en X para sismo de diseño.....	94
Figura 80 Distorsiones en X para sismo máximo considerado.....	95
Figura 81 Demanda de cortantes en X por sismo de diseño.....	96
Figura 82 Porcentaje de demanda de cortantes en X para sismo de diseño. ....	97
Figura 83 Demanda de cortante promedio en X para sismo de diseño.....	97
Figura 84 Porcentaje de demanda de cortante promedio en X para sismo de diseño.....	98
Figura 85 Demanda de cortante en X para sismo máximo considerado. ....	98
Figura 86 Porcentaje de demanda de cortante en X para sismo máximo considerado. ....	99
Figura 87 Demanda de cortante en X para sismo máximo considerado. ....	99
Figura 88 Porcentajes de demanda de cortante promedio en X para sismo máximo considerado. ....	100
Figura 89 Distorsiones promedio en X para sismo de diseño. ....	102
Figura 90 Distorsiones promedio en X para sismo máximo considerado.....	103
Figura 91 Diagramas de cortante en X para sismo de diseño con diferentes condiciones.....	104
Figura 92 Porcentajes de cortante en X para sismo de diseño con diferentes condiciones.....	105
Figura 93 Cortantes promedio en X para sismo máximo considerado con diferentes condiciones. ....	106
Figura 94 Porcentajes de cortante promedio en X para sismo máximo considerado con diferentes condiciones. ....	106



# Capítulo 1

## Descripción del proyecto



## 1.1.- Resumen

En este trabajo, se muestran y comparan las respuestas de dos casos de un edificio de ocho niveles, el cual tiene los dos primeros (inferiores) proyectados en concreto reforzado y los seis superiores en acero estructural. El primer caso toma en cuenta que el edificio estará sometido a tanto a cargas gravitacionales como a cargas laterales con la base rígida del edificio; el segundo caso, considera también la base rígida del edificio, pero con una interfaz con aisladores de base entre la parte del edificio de concreto y la de acero. El objetivo de este trabajo es presentar los resultados de comparar las respuestas de ambos modelos y determinar de forma cuantitativa si hay reducción de las solicitaciones por sismo al incorporar los aisladores de base en el segundo modelo de la estructura.

Para determinar las fuerzas laterales por sismo, así como su distribución en la estructura se calculan de acuerdo al procedimiento y especificaciones establecidas en el descrito en el “Minimum Design Loads for Building and Other Structures” (ASCE Standard 7-10). El diseño de los elementos que conforman la estructura de concreto se realiza de acuerdo a las especificaciones del ACI-318-14 y el diseño de los elementos estructurales de acero, se lleva a cabo siguiendo los lineamientos del “American Institute of Steel Construction Manual” (AISC-360-10). Los dispositivos aisladores de base se diseñan conforme a las especificaciones presentadas en: 1) el “Minimum Design Loads for Building and Other Structures” (ASCE Standard 7-10) y, 2) la guía de diseño presentada en el libro “Design of Seismic Isolated Structures”.

Inicialmente se lleva a cabo el diseño de manera convencional, con las condiciones de carga estática, diseñando las secciones por resistencia y revisando la estructura de manera global por desplazamientos. Después, se realiza un análisis estático no lineal y un análisis no lineal en la historia del tiempo utilizando varios registros sísmicos, presentando las demandas de rotaciones y desplazamientos. Enseguida, se lleva a cabo un análisis no lineal en la historia del tiempo colocando aisladores de base entre la estructura de concreto y la de acero, presentando las demandas de rotaciones y desplazamientos. Finalmente se lleva a cabo la comparación de la respuesta dinámica de la estructura sin aisladores de base con la respuesta del modelo que incluye la interfaz de aisladores de base en ella.

Palabras clave: Aisladores de base, análisis estático no lineal, análisis dinámico no lineal, ASCE 7-10, aisladores en entrepisos intermedios.



## 1.2.- Abstract

The response analysis of an 8 stories building subjected to ground motion excitation, considering the use of elastomeric base isolators is shown. Building's first two levels are designated for parking garage, based on reinforced concrete three dimensional frames, and upper six levels are designated for offices, based on structural steel three dimensional frames. Elastomeric isolators are located at the concrete steel frames interface, for seismic response control. "Minimum Design Loads for Buildings and other Structures", ASCE/SEI 7-10; "Building Code Requirements for Structural Concrete", ACI 318-14; and "AISC Steel Construction Manual", AISC 2010 design requirements are accomplished in two designs cases: rigid base structural system without isolation devices, and the structural system with isolation devices. Nonlinear analysis are performed: pushover as well as time history analysis, for structural system with and without base isolation devices. Pushover analysis is performed identifying both, structural weakness, as well as any collapse mechanism. A set of ground motion records, mostly registered close to Los Angeles, CA. USA, were used.

This ensemble of ground motion records were scaled to a Design Earthquake level and to a Maximum Expected Earthquake level. The statistical response parameters as force and deformation demands from global to local standpoint of view is presented. A results comparative study is shown for rigid base structural system versus base isolated structural system response.



### 1.3.- Introducción

Los sismos son vibraciones de la corteza terrestre generadas por distintos fenómenos, siendo los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería, los de origen tectónico, los cuales son causados por la liberación de energía debido a la fricción y a los desplazamientos de entre esas grandes placas que forman la corteza terrestre. Los efectos de dichas vibraciones son los que causan los tsunamis o maremotos, deslizamientos de laderas, licuefacción de terreno (Figura 3), pero principalmente aceleraciones en las masas de los edificios desplantados en los suelos sometidos a esas vibraciones (Figuras 1 y 2), lo cual conduce a fuerzas de inercia con magnitudes considerables que pudieran llegar a rebasar la capacidad de algunos de los elementos que conforman sus estructuras (Bazán y Meli, 2002).



Figura 1 Daños en edificio en la Cd. de México a causa del sismo del 19 de septiembre de 1985.

( Fuente:

[http://www.bbc.com/mundo/noticias/2015/09/150918\\_mexico\\_terremoto\\_aniversario\\_nino\\_milagro\\_jesus\\_francisco\\_flores\\_jp](http://www.bbc.com/mundo/noticias/2015/09/150918_mexico_terremoto_aniversario_nino_milagro_jesus_francisco_flores_jp), consultado abril, 2016)



Figura 2 Daños en edificios en la Cd. de México a causa del sismo del 19 de septiembre de 1985.

( Fuente: <http://www.chematierra.mx/la-tierra/riesgos-geologicos/la-gran-respuesta-del-pueblo-de-mexico-ante-los-violentos-terremotos-de-1985/>, consultado abril, 2016)



Figura 3 Licuefacción a causa del sismo del 04 de abril de 2010 en Mexicali, B.C.

(Fuente: <http://todos.cicese.mx/sitio/noticia.php?n=474#.WK-KPn8qYVO>, consultado abril, 2016)



#### 1.4.- Algunos aspectos básicos de sismología

La teoría de la tectónica de placas considera varios tipos de movimientos entre placas (Gómez, 2007), siendo los principales:

**Movimiento divergente:** Consiste en que dos placas se separan generando que aflore lava a la superficie de la corteza, como por ejemplo el caso de la fosa oceánica localizada en el fondo del océano Atlántico.

**Movimiento convergente:** Consiste en que una placa se introduce debajo de otra, generando sismos, como por ejemplo el caso la placa de cocos, la cual subyace debajo de la de Norteamérica, la cual en la costa de Guerrero en lo que se conocía hasta ese momento como la Brecha de Michoacán, causó el sismo del 19 de septiembre de 1985.

**Movimiento friccionante:** Consiste en que una placa se desplaza de forma lateral con respecto de otra, generando sismos, como por ejemplo el caso la falla de San Andrés, en la cual, la placa del Pacífico, se mueve con respecto a la de la placa de Norteamérica, dicha falla (Figura 4) por ejemplo causó el sismo del 04 de abril de 2010 en el valle de Mexicali, Baja California, el cual alcanzó una magnitud de 7.2 en la escala de Richter.



Figura 4 Vista aérea de falla a causa del sismo del 04 de abril de 2010 en Mexicali, B.C.

(Fuente: <https://www.lavozdelafrontera.com.mx/mexicali/en-alerta-bc-por-enjambre-de-sismos-en-la-region>, consultado marzo, 2016)

Dentro de los sismos más grandes registrados a nivel mundial, se encuentran por ejemplo:

1.- El sismo de Chile del 22 de mayo de 1960, con una magnitud de 9.5 en la escala de Richter.



2.- El sismo de Indonesia del 26 de diciembre de 2004, con una magnitud de 9.3 en la escala de Richter.

3.- El sismo de Alaska del 28 de marzo de 1964, con una magnitud de 9.2 en la escala de Richter.

4.- El sismo de Rusia del 04 de noviembre de 1962, con una magnitud de 9.0 en la escala de Richter.

5.- El sismo de Japón del 11 de marzo de 2011, con una magnitud de 9.0 en la escala de Richter.

Estos eventos han causado tanto pérdidas de vidas humanas como materiales, tanto por los daños causados directamente por el movimiento del suelo, como por tsunamis generados por algunos de ellos.

En México se tienen también registros de sismos que se han originado en territorio nacional o que de alguna manera lo han afectado, como es el caso de los que se han originado cerca de la frontera con los Estados Unidos.

Algunos de los sismos originados en México o que por alguna razón lo han afectado tenemos:

1.- El sismo de San Francisco del 18 de abril de 1906: Originado en la falla de San Andrés, el cual se sintió a lo largo de 1170 km y en un área de un millón de kilómetros cuadrados.

2.- El sismo de Michoacán del 19 de septiembre de 1985: Originado en la frontera de las placas de Cocos y de Norteamérica, el cual afectó inclusive a la Ciudad de México debido a las condiciones locales de suelo.

3.- El sismo de sierra El mayor-Cucapah del 04 de abril de 2010: Originado en una de las ramificaciones de la falla de San Andrés (Figura 5), afectó ambos lados de la frontera entre México y Estados Unidos en el área de Mexicali.

La energía liberada a través de las vibraciones generadas por los sismos, puede tomar ciertas características dependiendo de las condiciones locales del suelo, así como de la distancia al epicentro.

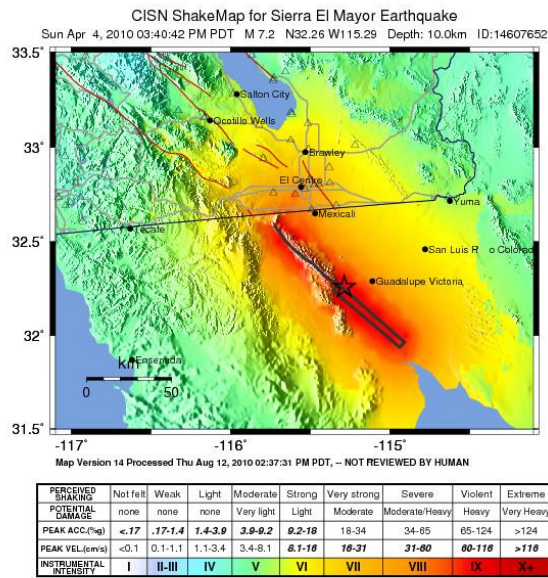


Figura 5 Localización del epicentro del sismo del 04 de abril de 2010 en Mexicali, B.C.  
 (Fuente: <http://www.cicese.edu.mx/dif/index2.php?mod=noticias&op=ver&id=57>, consultado marzo, 2016)

Debido a su ubicación geográfica, hay regiones con más probabilidad que otras de ser afectadas por acciones sísmicas, las cuales pueden causar grandes pérdidas tanto económicas como de vidas humanas, derivando en situaciones de desastre. Esas zonas generalmente se distinguen por un historial, algunas veces por su frecuencia y otras por los daños que han causado (Meli, 2001).

La cercanía a las fallas debidas a la tectónica de placas es siempre un factor preponderante en el diseño de estructuras, aunado a esto, en ocasiones las características del subsuelo deben ser tomadas en cuenta ya que la interacción entre el suelo y la estructura podría además amplificar la respuesta de las estructuras a dichas acciones. Es por eso que los estudios geológicos y el historial de actividad sísmica que permiten identificar estas zonas son fundamentales y deben ser considerados en las leyes y reglamentos de edificación, además de que los movimientos no solo se presentan en las zonas cercanas a las fallas, sino que pudieran llegar a presentarse en regiones lejanas con un tipo de suelo que permita la amplificación de las ondas propagadas por los sismos, como es el caso del sismo que se generó en la costa de Guerrero en 1985 y que afectó la Ciudad de México (Bazán y Meli, 2002\*-).

La cercanía a la gran cantidad de fallas entre las placas del Pacífico y la de Norteamérica, hacen de Baja California una región de constante actividad sísmica (Sánchez, 2007). En la

figura 6, se muestran algunas de las fallas geológicas en el norte del estado de Baja California (México), así como en el sur del Estado de California (EEUU).

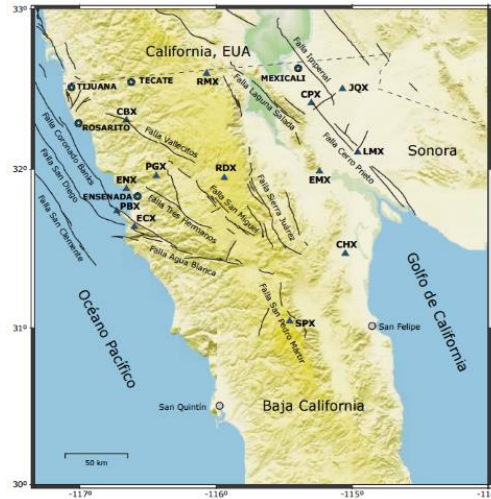


Figura 6 Algunas fallas y estaciones sísmicas localizadas en Baja California (México) (RESNOM) y el sur de California (EEUU).

Fuente: Cicese

La falla de San Andrés, así como sus ramificaciones, hacen de las regiones del norte del estado de Baja California (México) y del sur del estado de California (EEUU), una zona con altas probabilidades de movimientos sísmicos, creando un escenario similar a ambos lados de la frontera debido a lo parecido de las características tanto del suelo como de los materiales ofertados en la región lo que hace que sus efectos sean similares.

Como consecuencia de lo mencionado en el párrafo anterior, lo ideal podría ser el tener códigos y procedimientos específicos basados en una microzonificación, sin importar que existan fronteras políticas, sin embargo, en Baja California al igual que en varios estados de la República Mexicana, se cuenta con un reglamento basado y adecuado para la Ciudad de México, el cual no necesariamente representa las necesidades y condiciones locales, ni del tipo de falla, ni del tipo de suelo y tampoco de muchos de los materiales de construcción ofertados en Baja California. Basado en esto y en las similitudes en cuanto a la zonificación sísmica, tipo de suelo y materiales utilizados en la región, se optó por utilizar el “Minimum Design Loads for Building and Other Structures” (ASCE Standard 7-10) para la realización de este trabajo, ya que, aunque son normas escritas y probadas para Estados Unidos, satisfacen también los requerimientos de la región pudiéndose adecuar en Baja California, México, los requerimientos del sur de California, EEUU.



### 1.5.- Filosofía de diseño

La filosofía de diseño estructural convencional mediante las normas técnicas toma en cuenta los efectos del sismo utilizando la capacidad de disipación de la energía inducida a las estructuras mediante las deformaciones de sus elementos en el rango no lineal, o sea, de acuerdo a la ductilidad de las mismas. Sin embargo, en los últimos años, se han buscado alternativas para que no se generen daños que se traduzcan en estructuras por demoler, sino que puedan colocarse dispositivos que sean en los que se disipe la energía, como lo son los aisladores de base, los cuales generan una interfaz en la cual se desacoplan los movimientos de la base a la superestructura, manteniendo a esta con desplazamientos y daños mínimos (Lluhen, 2011).

Los códigos más utilizados en México son las Normas Técnicas del Distrito Federal en la cual se basan la mayoría de los Reglamentos de la República, así como el Manual de Obras Civiles de Comisión Federal de Electricidad, sin embargo, solo en la versión 2009 de este último se contempla por vez primera un capítulo asignado al aislamiento de base. En Estados Unidos, el aislamiento de base ha sido contemplada en las Normas desde 1997, cuando apareció un capítulo destinado a ese propósito en el Uniform Building Code de 1997 (UBC-97), posteriormente, fue evolucionando en el International Building Code de 2000 (IBC-2000) así como en versiones posteriores del “Minimum Design Loads for Building and Other Structures” (ASCE Standard 7-10).

### 1.6.- Historia del aislamiento sísmico

Existen algunos estudios que indican que desde varios siglos A.C., antiguos constructores habían ya tratado de resolver el problema causado por el efecto de las fuerzas producidas por los sismos sobre las estructuras, para ello, llevaron a la práctica algunos procedimientos para aislar a estas del suelo (Naeim y Kelly, 1999), de tal forma que la energía generada por los movimientos tectónicos no se transmitiera a las estructuras y así no llegarían al colapso.

Algunas de estas formas rudimentarias de aislamiento de la estructura se trataba de lograr colocando una capa de arena fina por debajo de las cimentaciones, de tal forma que se lograba conseguir una especie de apoyo deslizante, otros, colocaban una capa gruesa de arcilla y sobre ella dos capas de piedra, la primer capa con piedras más grandes que la segunda, logrando así un efecto deslizante ante el sismo (Barbat, 2004).



Ya en la época moderna, los orígenes de los aisladores de base, se remontan a 1909, cuando, el médico inglés J. A. Calentarients le escribe una carta al Servicio Sismológico de Chile, comunicándole sobre el nuevo método de construcción para edificios en zonas sísmicas que él había desarrollado, el cual se basaba principalmente en el uso de uniones lubricadas. Él mencionaba que con su método, en caso de terremotos, edificios importantes con ese tipo de uniones lubricadas se deslizaban, por lo que el sismo perdía fuerza y a la vez se reducía la fuerza transmitida al edificio, pudiendo aplicarse con seguridad en países con problemas sísmicos (Naeim y Kelly, 1999).

En 1969 fueron utilizados los primeros aisladores, los cuales consistían únicamente en un bloque de caucho, estos fueron utilizados en la Escuela Primaria “Pestalozzi” (Figuras 7 y 8), una estructura de concreto de 3 niveles, en Skopje, Macedonia. Esos dispositivos, se podría decir que son los antecesores de los aisladores modernos de caucho con refuerzo de acero, posteriormente, en la década de los 70’s, se inician y dan los mayores avances de los estudios de aislamiento sísmico utilizando caucho y acero, Gilles C. Delfosse, C. J. Derham, James M. Kelly y R. Ivan Skinner, son algunos de los principales desarrolladores de la teoría e implementación de los aisladores de base utilizando caucho, después, en la década de los 80’s, se da también el desarrollo de los sistemas de aislamiento utilizando sistemas de fricción (Cheng et al., 2008).



Figura 7 Escuela Primaria Pestalozzi, Macedonia.



Figura 8 Aisladores de base utilizados en la Escuela Primaria Pestalozzi.

(Fuente: Guía de diseño sísmico de aisladores elastoméricos y de fricción para la República de Nicaragua, Meza y Sánchez, 2010)

(Fuente: Guía para el diseño sísmico de aisladores elastoméricos y de fricción para la República de Nicaragua, Meza y Sánchez, 2010)



Existen en la actualidad una gran cantidad de dispositivos aisladores de base en el mercado, sin embargo, los más comúnmente utilizados y de mayor divulgación son:

- 1) Dispositivos elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB)
- 2) Dispositivos elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)
- 3) Péndulo de fricción (FPS)

Los aisladores elastoméricos están conformados por un conjunto de láminas planas de elastómeros intercaladas con capas de acero. Las láminas de elastómeros son vulcanizadas a las capas de acero y, por lo general, presentan una sección circular o cuadrada. Mediante esta configuración se logra la flexibilidad lateral necesaria para permitir el desplazamiento horizontal relativo entre la estructura aislada y el suelo. La rigidez vertical del sistema es comparable con la rigidez vertical de una columna de concreto reforzado. El comportamiento de los aisladores elastoméricos depende de la amplitud de la deformación a la que son sometidos y, en menor grado, de la temperatura, el envejecimiento y la frecuencia del movimiento.

Los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB) como el de la figura 9, normalmente, se fabrican con una mezcla de goma de alta capacidad de disipación, una disipación viscosa equivalente entre 10-15%, con una deformación de corte del 100%. (Fip Industriale, 2016).



Figura 9 Dispositivo elastomérico de alto amortiguamiento (HDRB).

(Fuente: <http://www.archiproducts.com/en/products/4448/anti-seismic-device-insulator-dissipator-si-seismic-isolator-fip-industriale.html>, consultado mayo, 2016)



Los aisladores elastoméricos con un núcleo central de plomo en forma cilíndrica (LRB) como el de la figura 10, con el fin de aumentar la capacidad de disipación y las deformaciones del mismo. La disipación viscosa equivalente puede ser de hasta un 30%.



Figura 10 Dispositivo elastomérico con núcleo de plomo (LRB).

(Fuente: <http://www.archiproducts.com/en/products/7416/elastomeric-isolators-with-lead-core-lrb-seismic-isolator-fjp-industriale.html>, consultado mayo, 2016)

Los aisladores péndulos de fricción (FPS) como el de la figura 11, se caracterizan por usar las propiedades del péndulo para alargar el periodo fundamental de la estructura aislada, es decir la que queda en la parte superior de la interfaz de aisladores, de esa manera se logra desacoplar el movimiento de ambas partes de la estructura y se evita la transmisión de energía, reduciendo significativamente las cargas laterales (Naeim y Kelly, 1999).



Figura 11 Dispositivo péndulo de fricción (FPS).

(Fuente: [http://www.earthquakeprotection.com/single\\_pendulum\\_bearing.html](http://www.earthquakeprotection.com/single_pendulum_bearing.html), consultado noviembre, 2016)

En Estados Unidos, Japón y Nueva Zelanda, los sistemas pasivos de aislamiento de la base se han convertido en una estrategia acreditada en el diseño sísmico. El aislamiento de base se logra al colocar una interfaz flexible entre la estructura y la cimentación (ver figura 12) o bien entre niveles superiores de la estructura, lo cual aumenta el periodo fundamental de la

estructura que quede por arriba de la interfaz y lo aleja de los periodos predominantes del suelo. Los apoyos elastoméricos son el sistema más comúnmente utilizado para el aislamiento. En países como Italia, Estados Unidos, Japón y Nueva Zelanda, esta técnica es aceptada como una estrategia de diseño y reforzamiento sismorresistente para edificios bajos y de mediana altura (Fip Industriale, 2016).

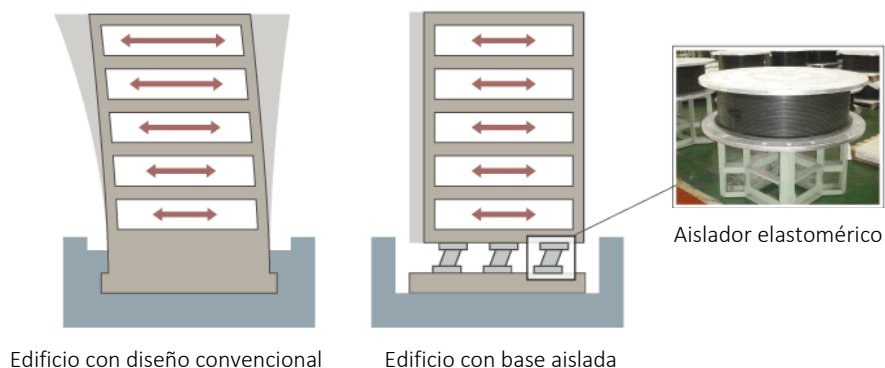


Figura 12 Comparación del comportamiento entre un edificio con diseño convencional y uno con base aislada.

### 1.7.- Algunas estructuras con aisladores de base a nivel mundial y nacional

Algunos ejemplos de edificios con aisladores de base a nivel mundial son los siguientes:

En Estados Unidos

Un ejemplo de la efectividad y adecuado funcionamiento del aislamiento de base es el hecho de que de 10 hospitales afectados en el terremoto de Northridge en enero de 1994, sólo el hospital con aislamiento de base, University of Southern California Teaching Hospital (Figura 13) continuó en servicio (dis-inc, 2016).



Figura 13 University of Southern California Teaching Hospital.

(Fuente: <http://www.robinsonseismic.com/case-studies-earthquake-engineering.html>, consultado octubre, 2016)



En Estados Unidos se estima que los costos de la construcción de un edificio nuevo con aislamiento son 6% menos que el caso de la construcción sin aislamiento y niveles equivalentes de protección, además, estos costos sólo son iniciales y los costos de vida útil son aún más favorables (dis-inc, 2016).

### Los Angeles City Hall

El edificio del ayuntamiento de Los Angeles (ver figura 14) se ha colocado sobre un sistema de aisladores, deslizadores y amortiguadores llamados en su conjunto "tecnología de aislamiento de base", con lo cual se pretende amortiguar los movimientos violentos del suelo durante un evento sísmico. Los edificios aislados de esta manera se someten de 1/3 hasta 1/5 de la aceleración horizontal de las estructuras convencionales durante un sismo.

Los dispositivos utilizados (ver figura 15) fueron aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB), con una capacidad de desplazamiento horizontal en cualquier dirección de 24 pulgadas desde su centro. Las columnas del edificio llevan entre 500.000 libras y 2,5 millones de libras de carga, dependiendo del tamaño de la columna y la ubicación (Los Angeles City Hall Seismic Rehabilitation Project, 2011).



Figura 14 Los Angeles City Hall.



Figura 15 Aisladores debajo de Los Angeles City Hall.

(Fuente: <http://murraycompany.com/los-angeles-city-hall-renovation/>, consultado octubre, 2016)



## Utah State Capitolio

Durante el año 2004 el capitolio del estado de Utah (figura 16), se encontraba cerrado por una gran remodelación que incluía la restauración y una modificación en la base para aislarlo sísmicamente (figura 17). Los objetivos principales de dichos trabajos eran, primero, fortalecer la estructura para soportar un sismo de hasta 7,3 de magnitud, restaurar los detalles arquitectónicos y artísticos originales del edificio a la vez que conservar la funcionalidad después de la renovación (dis-inc,2016).



Figura 16 Utah State Capitolio.



Figura 17 Aisladores en el Utah State Capitolio.

(Fuente:

<http://science.howstuffworks.com/innovation/science-questions/10-technologies-that-help-buildings-resist-earthquakes1.htm>, consultado octubre, 2016)

(Fuente: <http://www.pbs.org/wgbh/nova/next/tech/rubber-bearings-seismic-protection/>, consultado octubre, 2016)

## San Francisco City Hall

Con 530 aisladores de base elastoméricos con núcleo de plomo (figura 19) y un costo de trescientos 300 millones de dólares en el aislamiento de la base para preservar la estructura histórica de más de 80 años de edad del San Francisco City Hall (figura 18) de daños del tipo que sufrió en el terremoto de Loma Prieta en 1989. El City Hall es el edificio más grande de base-aislados del mundo (Olsoon Steel, 2016).



Figura 18 San Francisco City Hall.

(Fuente:

[http://www.hellermanus.com/San\\_Francisco\\_City\\_Hall.html](http://www.hellermanus.com/San_Francisco_City_Hall.html), consultado octubre, 2016)



Figura 19 Aisladores de base en el San Francisco City Hall.

Fuente: <http://www.canfieldphoto.com/Commercial---Office---Civic/City-Hall-Seismic-Retrofit---San-Francisco-CA/3>, consultado octubre, 2016)



## En Japón

En Japón, en los últimos años, los edificios de mayor importancia están siendo construidos con sistemas de aislamiento sísmico, por ejemplo, el Centro de Computación de la Empresa Eléctrica Tohoku (Figura 20) en Sendai, Provincia de Miyako (Gómez, 2007).



Figura 20 Centro de computación de la Empresa Eléctrica Tohoku.

(Fuente: <http://docshare01.docshare.tips/files/14373/143734033.pdf>, consultado octubre, 2016)

High City Kiyosumi (Figura 21) utiliza aisladores 1.50 metros de diámetro, los más grandes aisladores elastoméricos (figura 22) del tipo LRB jamás construidos (dis-inc, 2016).



Figura 21 High City Kiyosumi.



Figura 22 Aisladores de base debajo del High City Kiyosumi.

(Fuente: [http://www.dis-inc.com/applications.html#projects\\_in\\_japan](http://www.dis-inc.com/applications.html#projects_in_japan), consultado abril, 2016)



## En Nueva Zelanda

### Parliament House

En la época de los 90's, el edificio del parlamento en Wellington (figuras 23 y 24) fue renovado y fortalecido con sistemas de aislamiento sísmico del tipo LRB para amortiguar los sismos, dichos elementos fueron colocados en la parte superior de las columnas como se puede apreciar en la figura 19 (dis-inc, 2016).



Figura 23 Parliament House de Nueva Zelanda.

(Fuente: <http://www.redfoxengineers.co.nz/projects/retail.html>, consultado noviembre, 2016)



Figura 24 Aislaores en la Parliament House de Nueva Zelanda.

(Fuente: <http://www.teara.govt.nz/en/photograph/4428/strengt-hening-parliament-buildings>, consultado noviembre, 2016)

### Old Bank Arcade, Lambton Quay

El edificio Old Bank Arcade (figura 25) en Wellington, Nueva Zelanda, fue reforzado y transformado en una plaza comercial. El edificio se aisló para cumplir con los requisitos sísmicos. (dis-inc, 2016).



Figura 25 Edificio Old Bank Arcade en Wellington, Nueva Zelanda.

(Fuente: <http://www.stuff.co.nz/dominion-post/business/our-people/7340940/Where-shopping-and-history-meet>, consultado noviembre, 2016)



### William Clayton Building, Wellington

Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB por sus siglas en inglés) fueron inventados por el neozelandés John Robinson en la década de 1970 y el primer edificio en incorporar esta tecnología fue el edificio Clayton William (figuras 26 y 27), sin embargo, esta solución no aplica para todo tipo de edificación siendo limitantes la altura del edificio, profundidad de desplante o suelos blandos (architecture, 2012).



Figura 26 Edificio William Clayton, Nueva Zelanda.

(Fuente: <http://www.stuff.co.nz/dominion-post/business/commercial-property/8001379/Office-revamp-shortlist-decided>, consultado noviembre, 2016)



Figura 27 Aisladores en Edificio William Clayton en Nueva Zelanda.

(Fuente: *Seismic isolation for designers and structural engineers*, R. Ivan Skinner, et al., 2011, pág. 246)



En México

Torre Tres Ríos, Culiacán.

La Torre Tres Ríos (figura 28) en Culiacán, Sinaloa, es un edificio de 18 Niveles, el cual cuenta con aisladores de base del tipo elastoméricos.



Figura 28 Edificio Torre Tres Ríos en Culiacán, Sinaloa.

(Fuente: <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?p=101852298&langid=5>, consultado noviembre, 2016)

Distribuidor Vial Lázaro Cárdenas-López Mateos en Mexicali

La ingeniería y funcionalidad del Distribuidor Vial Lázaro Cárdenas-López Mateos (figura 29) en Mexicali, lo han convertido en un emblema de esa ciudad fronteriza. Debido a que el puente se encuentra en una zona con alto riesgo sísmico y ser muy transitado por transporte pesado, en el puente se colocaron aisladores sísmicos en la parte superior de las pilas, cabe señalar que esta estructura fue ya sometida al sismo del 04 de abril de 2010, comportándose de manera adecuada y sin daños de acuerdo a lo esperado. (dis-inc, 2016).



Figura 29 Aisladores de base colocados entre las pilas y el cuerpo del Distribuidor Vial Lázaro Cárdenas-López Mateos, en Mexicali, Baja California.

(Fuente: <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=1320925>, consultado agosto 2016.)

### 1.8.- Descripción general del proyecto (caso de estudio)

El edificio se proyecta para ubicarse en la intersección del Boulevard Estancia y Paseo de las Flores en la ciudad de Ensenada (figuras 30 y 31), en el estado de Baja California.



Figura 30 Localización del edificio, con coordenadas  $31^{\circ} 50' 3.16''$  N,  $116^{\circ} 35' 54.86''$  O, (Google Earth, 2016), en Ensenada, Baja California.



Figura 31 Vista a nivel de calle, (Google Earth, 2009), en Ensenada, Baja California.

El proyecto se trata de un edificio de ocho niveles de altura (figura 32), de los cuales, los dos primeros corresponden a estacionamientos, sacando provecho del desnivel entre las calles adyacentes cada nivel de estacionamiento tiene accesos directos a la calle sin necesidad de rampas vehiculares, ya que no se conectan entre sí. Los seis niveles restantes corresponden a 24 locales comerciales, cuatro por cada entrepiso.



Figura 32 Perspectiva del Edificio de Oficinas.

Fuente: Elaboración propia.

El uso del edificio será para oficinas el cual consta con un área total de 3211.40 m<sup>2</sup> distribuidos de la siguiente manera:

Primer y segundo nivel:

Estas plantas son los estacionamientos del edificio, aprovechando las condiciones y desnivel del terreno natural para que la primera planta con un área de 377.94 m<sup>2</sup> tenga acceso al Boulevard Estancia y el segundo nivel con un área de 404.78 m<sup>2</sup> a la calle Paseo de las flores contando con un total de 16 cajones de estacionamiento (figuras 33 y 34).

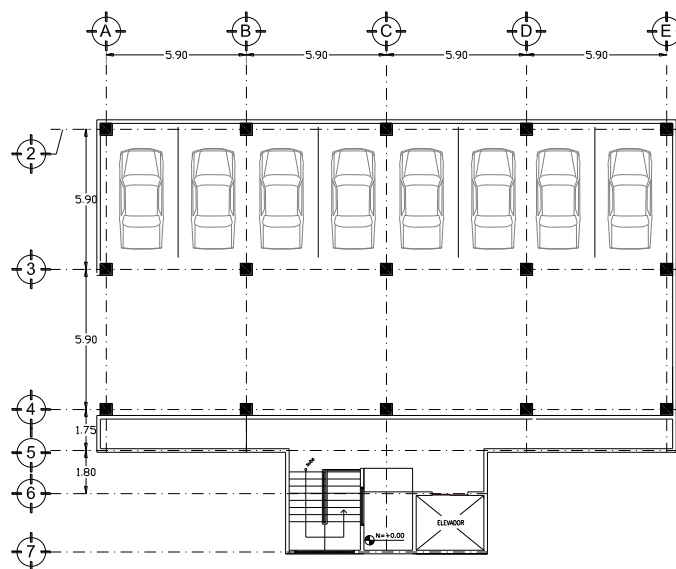


Figura 33 Planta Arquitectónica del Primer Nivel.

Fuente: Elaboración propia.

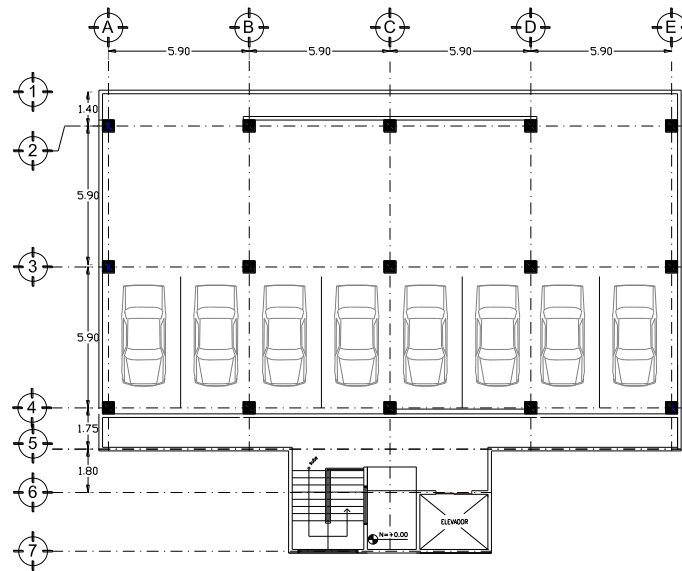


Figura 34 Planta Arquitectónica del Segundo Nivel.

Fuente: Elaboración propia.

**Tercer – Octavo nivel:** Estos niveles tienen espacio para albergar 4 oficinas en cada planta como en la figura 35, siendo un total 24 espacios para oficinas, cada nivel tiene 404.78 m<sup>2</sup> y cada oficina con 69.62 m<sup>2</sup> las cuales cuentan con un medio baño.

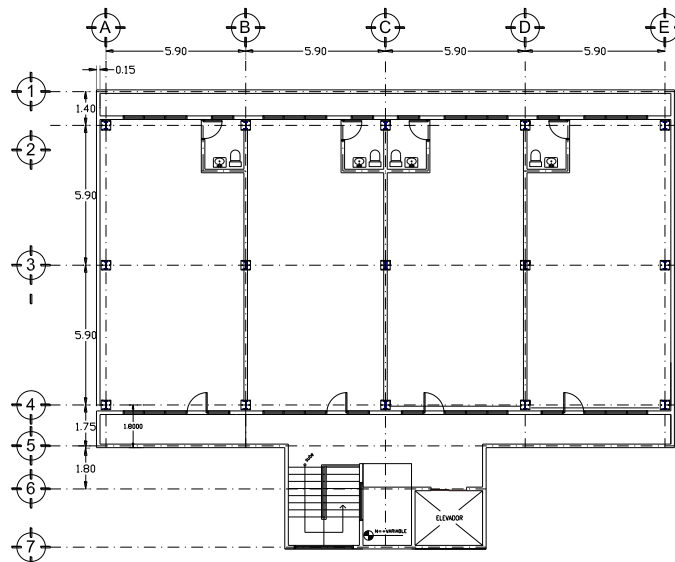


Figura 35 Planta Arquitectónica del Tercer al Octavo Nivel.

Fuente: Elaboración propia.



### 1.9.- Objetivos

Este trabajo realizado como un ejercicio con fines exclusivamente didácticos, el cual consiste en el análisis y diseño de una estructura de 8 niveles, en los cuales los 2 primeros corresponden al estacionamiento con estructura tridimensional de concreto reforzado y los siguientes 6 niveles corresponden a oficinas con estructura a base de marcos tridimensionales de acero estructural, tiene como objetivos los siguientes:

Llevar a cabo un diseño convencional de la estructura, aplicando la normatividad utilizada en el estado de California, Estados Unidos, tanto para el análisis de solicitaciones gravitacionales y sísmicas como para el diseño de los elementos estructurales.

Revisar la estructura diseñada mediante el método de la carga monotónica (pushover), para determinar el comportamiento adecuado de la estructura de acuerdo al ASCE 41-13.

Obtener la respuesta del edificio diseñado de manera convencional, realizando un análisis no lineal de la historia en el tiempo.

Diseñar los dispositivos aisladores de base siguiendo las especificaciones y requerimientos de acuerdo al ASCE-7-10.

Obtener la respuesta dinámica de la estructura del edificio colocando aisladores de base elastoméricos con núcleo de plomo entre la estructura de concreto y la de acero mediante un análisis no lineal en la historia del tiempo.

Llevar a cabo un análisis comparativo de las respuestas obtenidas y presentar las conclusiones.

### 1.10.- Justificación

El aumento de la población en el Estado de Baja California en los últimos años ha sido considerable, sobre todo en las últimas décadas, por ejemplo, en el censo de 1990, se tenía una población de 1'669,900 habitantes y en el del año 2000, 2'487,400 habitantes, lo cual indica un incremento de aproximadamente un 50% en la población (Lluhen, 2011)

El dato más actualizado que se tiene con respecto a la población, indica que en 2015 se tenía una población de 3'315,766 habitantes, estas cifras hacen evidente la necesidad de



infraestructura habitacional, comercial, urbana, etc., la cual debe de cumplir con todos los reglamentos que proporcionen seguridad a la población. En ciertas ciudades como en Tijuana y Tecate, se tiene una extensión territorial limitada, lo cual hace que la tendencia de las edificaciones multifamiliares sea vertical, sin embargo, en otras ciudades como Rosarito y Ensenada, se cuenta además de la tendencia la construcción vertical por necesidad, con la vista al mar, con lo cual se atrae también turismo nacional e internacional.

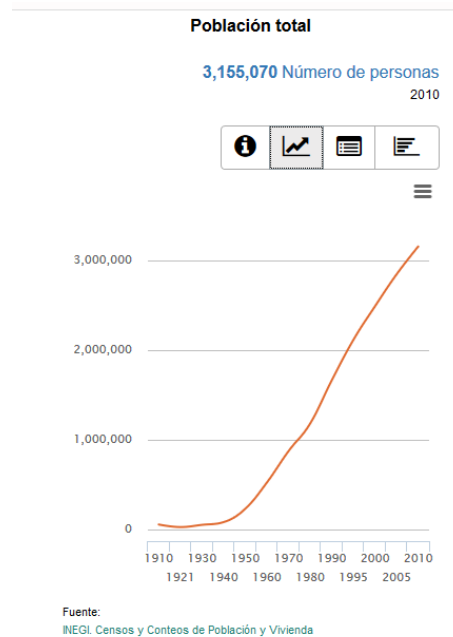


Figura 36 Población Estatal en Baja California, hasta el censo de 2010.

(Fuente: <http://cuentame.inegi.org.mx/monografias/informacion/bc/poblacion/>, consultado febrero, 2016)

Considerando entonces que Baja California es una zona de constante actividad sísmica y que la tendencia en la edificación es vertical, es lógico pensar que en dicha región se cuente con las normas y reglamentos adecuados, que tomen en cuenta la respuesta de las estructuras a las diferentes sollicitaciones a las que pudieran estar expuestas en su vida útil.

Tomando en cuenta lo anterior, se busca llevar a cabo un diseño óptimo tanto de la estructura de acero, como la de concreto, cabe señalar que tanto en el diseño convencional como en el alternativo con la interfaz de aisladores de base, se esperaría llevar la parte de acero estructural hasta que trabaje en el intervalo no lineal, mientras que la parte de concreto reforzado se mantiene trabajando en el intervalo elástico lineal, esto con la finalidad de plantear una alternativa sobre todo cuando hay intensiones de ampliar edificaciones existentes de concreto reforzado con acero estructural.



### 1.11.- Reglamentación

Buscando contar con la reglamentación más actualizada y adecuada a la zona, en este trabajo se toma para la determinación de las acciones tanto gravitacionales como por sismo, lo establecido en el “Minimum Design Loads for Building and Other Structures” (ASCE Standard 7-10). El diseño de los elementos que conforman la estructura de concreto se realiza de acuerdo a las especificaciones del ACI-318-14 y el diseño de los elementos estructurales de acero, es realizado en base al “American Institute of Steel Construction Manual” (AISC-360-10). Los dispositivos aisladores de base se diseñan conforme a las especificaciones presentadas en el “Minimum Design Loads for Building and Other Structures” (ASCE Standard 7-10) y el procedimiento de diseño siguiendo la guía de diseño presentada en el libro “Design of Seismic Isolated Structures”. Para aplicar el análisis estático no lineal, se lleva a cabo la metodología descrita de acuerdo al ASCE 41-13.



# Capítulo 2

## Descripción de la metodología



## 2.1.- Análisis y diseño convencional

Para la realización de este trabajo se realizaron procedimientos de análisis y diseño basados en las normas y especificaciones mencionadas en el capítulo 1.

### 2.1.1.- Justificación

La estructura de 8 niveles en estudio tiene la particularidad de contar con los dos primeros niveles en concreto reforzado y los seis superiores en acero estructural, lo cual hace de ella una estructura poco convencional. Es importante mencionar que el utilizar diferentes tipos de materiales como se describe en el párrafo anterior, suele ser una práctica común en Baja California, sin embargo, la diferencia de rigideces entre los pisos donde se encuentra en cambio de material, puede generar concentraciones de esfuerzos e incremento en los desplazamientos en los elementos menos rígidos que se encuentran interconectados.

### 2.1.2.- Procedimiento

El análisis y diseño convencional de la estructura de ocho niveles que es el caso de estudio de este trabajo, se lleva a cabo en el capítulo 3 de esta tesis, donde se hace referencia a los procedimientos requeridos por el ASCE Standard 7-10, los cuales contemplan:

- a) Revisión por resistencia. Todos los elementos estructurales deben de ser lo suficientemente resistentes para soportar los esfuerzos a los que son sometidos sin llegar al colapso.
- b) Revisión por desplazamientos. La estructura debe de contar con suficiente rigidez de tal manera que al deformarse le permita permanecer dentro de los límites que indica el reglamento.
- c) Revisión de los efectos  $P-\Delta$ . La estructura debe analizarse para definir si es necesario o no tomar en cuenta los momentos de segundo orden generados por la deformación de la estructura y sus desplazamientos.
- d) Revisión de los requerimientos de columna fuerte-viga débil. La estructura deberá cumplir con la relación de capacidad a momento entre columnas y vigas que define el reglamento.

#### 2.1.2.1.-Análisis de cargas gravitacionales

La obtención de las cargas muertas y vivas está definida en las secciones 3 y 4 del ASCE Standard 7-10 respectivamente.



### a) Cargas vivas

Las cargas vivas dependen del uso o destino de la edificación y normalmente son tomadas de la tabla 4-1 del ASCE Standard 7-10, tomando en cuenta que para definir la de la azotea se requiere llevar a cabo un procedimiento adicional descrito en el apartado 4.8.2 de la misma sección.

### b) Cargas muertas

Las cargas muertas son definidas de acuerdo a las áreas tributarias, materiales utilizados y a sus pesos volumétricos.

#### 2.1.2.2.- Cargas por sismo

El ASCE Standard 7-10 permite el uso de varias metodologías para la obtención de las solicitaciones sísmicas, sin embargo, la estructura de la edificación aquí analizada, cumple con los requisitos para utilizar el método de la carga lateral equivalente, el cual es de los más utilizados debido a su sencillez, aunque normalmente se obtienen cargas con valores un tanto conservadores.

Esta metodología basada en la segunda ley de Newton, supone que la masa total de la estructura multiplicada por la aceleración máxima espectral de acuerdo a la localización geográfica y al tipo de suelo, dará como resultado la fuerza cortante en la base del edificio, la cual una vez definida, se debe procesar para obtener su distribución vertical y aplicación en cada uno de los centros de masa de los diferentes entresijos de la edificación, así mismo debe de considerarse un porcentaje de excentricidad accidental entre el centro de torsión y el centro de cortante de tal manera que se tomen en cuenta las vibraciones torsionales de entresijo.

Una vez distribuida la fuerza cortante, deben de obtenerse los desplazamientos relativos de entresijo y compararlos con lo dispuesto en la sección 12 del ASCE Standard 7-10 los cuales depende del tipo de estructuración y de la altura de entresijo.

Finalmente se hace una revisión donde se define si es necesario o no tomar en cuenta los efectos  $P-\Delta$ , basándose en lo dispuesto en la sección 12.8 del ASCE standard 7-10.

#### 2.1.3.- Finalidad

La finalidad de realizar el análisis y diseño convencional utilizando el método de la carga lateral equivalente, el cual es uno de los métodos más utilizados en la región (Lluhen, 2011), es contar con una respuesta que sirva como parámetro de comparación al utilizar las otras



metodologías (utilizando el análisis no lineal) y poder determinar el nivel de seguridad con el que el edificio es diseñado.

## 2.2.- Análisis no lineal estático de la estructura sin dispositivos aisladores de base (Método de la carga monotónica)

El análisis y diseño de la estructura de ocho niveles que es el caso de estudio de este trabajo, utilizando el método de la carga monotónica, se desarrolla en el capítulo 4 de esta tesis, donde se hace referencia a los procedimientos requeridos por el ASCE 41-13.

### 2.2.1.- Justificación

El reglamento ASCE 41-13 definen en este caso, las condiciones para llevar a cabo el análisis no lineal con el método de la carga monotónica, el cual permite controlar las fallas frágiles y propiciar un mecanismo de falla adecuado. En el caso del edificio de este proyecto, se busca que la parte de concreto reforzado, la cual se pretende quede por debajo de la interfaz de aisladores en la siguiente parte del análisis, permanezca dentro del rango elástico lineal y que sea en la estructura de acero donde se disipe la energía sísmica a través de la ductilidad reflejada en las respectivas articulaciones plásticas en sus vigas.

### 2.2.2.- Procedimiento

El método de la carga monotónica también conocido como pushover, consiste en aplicar un patrón de cargas laterales a la estructura, el cual puede ser de forma triangular o seguir la forma del primer modo de vibración modal, dichas cargas se van incrementando hasta alcanzar un desplazamiento impuesto en el nivel superior de la estructura considerando la respuesta de la misma ante cargas gravitacionales.

Para la aplicación de esta metodología al caso de estudio aquí presentado, es necesario definir las articulaciones plásticas y su comportamiento en cada uno de los miembros que conforman la estructura localizándolas en zonas donde se esperaría que se pudiera presentar esa condición inelástica, en este caso, el modelo de articulación es el definido por el ASCE 41-13, estas articulaciones se localizaron a 0.1 de la longitud de cada elemento en ambos extremos, el desplazamiento máximo en el último nivel del edificio se definió de 1.35 metros para determinar la curva de capacidad del edificio, lo cual se traduce como una distorsión del 4.68%.



### 2.2.3.- Finalidad

La finalidad de este tipo de análisis en el presente trabajo es identificar los posibles modos de fallas, así como el desarrollo de articulaciones plásticas en los elementos estructurales del edificio. Cabe señalar que en este caso, se busca mantener al edificio con una respuesta que limite la aparición de articulaciones plásticas en las vigas de la parte de acero estructural del edificio, manteniendo a la parte de concreto de la estructura dentro del rango elástico lineal para de esa manera tener un parámetro comparativo más confiable al llevar a cabo el análisis de la estructura con la interfaz de aisladores de base. Finalmente, con la obtención de la curva de capacidad se pueden obtener los valores de sobrerresistencia y ductilidad “reales” (de acuerdo al modelo) y se pueden comparar con los valores que normalmente suponemos al utilizar la metodología convencional.

### 2.3.- Análisis no lineal dinámico de la estructura sin dispositivos aisladores de base (Método de análisis tiempo historia)

#### 2.3.1.- Justificación

En el caso de que haya esfuerzos que únicamente generen deformaciones elásticas, la energía se conserva dentro del sistema una vez que la estructura recupera su forma original, mientras que cuando los esfuerzos son tales que generan deformaciones permanentes, parte de la energía se disipa a través de fricción, calor, ruido, etc.

En ocasiones las cargas cíclicas como las generadas por sismo, viento, maquinaria, etc., provocan esfuerzos que originan deformaciones permanentes en la estructura.

El análisis no lineal dinámico tiempo historia, se realiza para contar con una respuesta más apegada a la naturaleza dinámica del comportamiento de la estructura sometida a movimientos sísmicos, para lo cual es conveniente utilizar registros de sismos ocurridos preferentemente en la zona donde se proyecta, los cuales permiten predecir la respuesta de las estructuras haciendo que estas incursionen en el rango inelástico haciendo que las mismas tengan un comportamiento no lineal (Lluhen, 2011).

Debido a las suposiciones e incertidumbres que relacionadas al método de la carga monotónica, es razonable considerar el uso del análisis con el método tiempo historia para el cálculo de las demandas de deformación global y local. Un análisis de tiempo historia, aunque no es perfecto, elimina dos de los principales problemas del análisis estático no lineal: Selección del patrón de carga lateral apropiado y uso del amortiguamiento lineal viscoso equivalente en el espectro de demanda para representar la disipación de energía



histórica inelástica. Sin embargo, el análisis tiempo historia introduce sus propios problemas, sobre todo la selección y escalamiento del terreno, los movimientos, la elección del modelo histerético y la inclusión de amortiguamiento (viscoso) correspondiente.

### 2.3.2.- Procedimiento

Se utiliza un software comercial para todos los análisis tiempo historia. El modelo estructural es el mismo que el que se usa para el análisis estático con la carga monotónica (pushover). No se incluyen efectos de segundo orden debido a que no se requirieron de acuerdo a las especificaciones del ASCE Standard 7-10.

El comportamiento histerético no lineal tiempo historia está representado mediante el uso de un modelo bilineal. El método consiste en el análisis de un modelo matemático de la estructura, el cual toma en cuenta en este caso el comportamiento histerético de las vigas y columnas para determinar su respuesta a través de métodos de integración numérica que represente la historia de aceleraciones del movimiento del suelo, revisando que éste sea compatible con el espectro de diseño del sitio (ASCE Standard 7-10).

Los requisitos que el ASCE Standard 7-10 menciona para utilizar esta metodología son los siguientes:

- El modelo matemático de la estructura debe de representar la distribución espacial de las masas a través de la estructura.
- El modelo histerético que se utilice deberá ser consistente con las pruebas de laboratorio, además, deberá tomar en cuenta todas las fluencias posibles, degradación de rigidez y la degradación de resistencia.
- La resistencia de los elementos deberá estar basada en los valores esperados considerando el sobreesfuerzo del material.
- Se puede asumir que la estructura se encuentra fija en la base, pero podrían también utilizarse datos de la rigidez y características de capacidad del suelo.

En el capítulo 5 de este trabajo se lleva a cabo un análisis dinámico no lineal de la estructura del edificio, en base a un modelo matemático tridimensional realizado con la ayuda del software, en el cual se aplican 5 registros de sismos ocurridos en el sur del estado de California, EEUU, escalados a nivel de sismo de diseño (DE) y sismo máximo considerado (MCE).



### 2.3.3.- Finalidad

El propósito de efectuar el análisis no lineal en la estructura en cuestión, es la obtención de la respuesta dinámica de la misma sin considerar alguna interfaz de aisladores de base en la estructura del edificio, cabe mencionar que considerando las características del sitio de proyecto, se puede establecer que al inducirle algunos registros de sismos ocurridos al sur de California, se podrían obtener resultados congruentes entre las aceleraciones consideradas y las características del sitio de proyecto. De esa manera, con los registros escalados a nivel de sismo de diseño (DE) y de sismo máximo considerado (MCE), se puede hacer una comparación entre estos y los espectros de respuesta. De igual manera, con esa metodología se puede observar la aparición de articulaciones plásticas en los elementos viga que conforman la estructura tridimensional.

### 2.4.- Diseño de los dispositivos aisladores de base

#### 2.4.1.- Justificación

El desarrollo del diseño de los dispositivos aisladores de base se presenta en el capítulo 6 del presente trabajo, donde se busca establecer las características mecánicas de los mismos, colocados en una interfaz entre la estructura de concreto reforzado y la de acero estructural, de tal manera, que el periodo de la estructura sísmicamente aislada se alargue reduciendo de esta manera las ordenadas espectrales tanto para el sismo de diseño (DE) como para el sismo máximo considerado (MCE) y por lo consiguiente obteniendo cargas sísmicas de menor magnitud.

La colocación de la interfaz de aisladores en ese nivel se debe a que la diferencia de rigideces debido al cambio de material es muy grande y obviamente produce irregularidades en elevación indeseables en la estructura, situación que se trata de minimizar con el uso de los dispositivos antes mencionados.

#### 2.4.2.- Procedimiento

El proceso de diseño de los dispositivos aisladores de base se sustenta en lo establecido en el ASCE Standard 7-10 y en el ASCE 41-13, en los cuales se establecen el tipo de análisis a realizar, características de los aisladores, zonas sísmicas, así como las características del suelo. El diseño del sistema de aisladores se plantea con dispositivos elastoméricos con núcleo de plomo (LRB).



Las características dinámicas de los aisladores se definen tomando en cuenta los casos de sismo de diseño (DE) y sismo máximo considerado (MCE) de acuerdo a los requerimientos del ASCE Standard 7-10 para el análisis dinámico tiempo historia.

#### 2.4.3.- Finalidad

La finalidad al utilizar la metodología de diseño de los aisladores es obtener las características dinámicas requeridas de los dispositivos para determinar el modelo histerético de cada aislador tanto para el sismo de diseño como para el sismo máximo considerado, las cuales son necesarias para alimentar en este caso al software utilizado, con el cual se está desarrollando el análisis dinámico tiempo historia en este trabajo.

#### 2.5.- Análisis no lineal dinámico de la estructura con interfaz de dispositivos aisladores de base

##### 2.5.1.- Justificación

El ASCE Standard 7-10, menciona en su sección 17.4 la selección del procedimiento de análisis que al utilizar dispositivos aisladores de base, se puede llevar a cabo alguno de los siguientes procedimientos de análisis: Método de la carga lateral equivalente, método modal espectral o método tiempo historia. Existen requisitos para utilizar los dos primeros métodos, las cuales involucran las condiciones locales de suelo y algunas características de la estructura, mientras que para el último se puede utilizar en cualquier condición de las estructuras con aislamiento sísmico.

##### 2.5.2.- Procedimiento

El procedimiento es básicamente el mismo que el del análisis no lineal tiempo historia sin aisladores de base, de igual manera se utilizan para ello los mismos registros de aceleraciones con los cuales se analizó previamente la estructura. Para tomar en cuenta la interfaz, se modela la estructura con los aisladores, de los cuales ya han sido definidas sus características dinámicas.

En este caso, el análisis se ha llevado a cabo utilizando un software, el cual cuenta con las herramientas necesarias para modelar distintos tipos de dispositivos aisladores de base, de los cuales hay que seleccionar el adecuado y alimentar el programa con los datos de las características de los aisladores seleccionados para esta etapa.



### 2.5.3.- Finalidad

Aplicar el sistema de control estructural mediante el uso de aisladores de base tiene como finalidad desacoplar el movimiento por debajo de la interfaz de aisladores que en este caso es entre la estructura de concreto con la que se encuentra por encima de esta, que es la de acero estructural, minimizando con esto la cantidad de energía inducida a la estructura de acero y reduciendo las demandas por sollicitaciones sísmicas. De esta manera, al desacoplar las partes antes mencionadas de la estructura se pretende modificar el periodo fundamental de la misma alargándolo y por lo consiguiente sacándola de la zona de aceleraciones normalmente más altas del espectro de diseño y por lo consiguiente, reduciendo las fuerzas de inercia producidas por las masas en cada nivel del edificio sísmicamente aislado (Lluhen, 2011).



# Capítulo 3

## Análisis y diseño convencional



### 3.1.- Propuesta del sistema estructural

De acuerdo a la descripción en el apartado 1.8 del capítulo 1 presentado previamente, para el caso de estudio de este trabajo, se ha propuesto el sistema estructural conocido como marco tridimensional (ver figura 37), el cual consiste en que las vigas y columnas conectadas entre sí, son los elementos que le proporcionan resistencia y rigidez cuando se le aplican las solicitaciones sísmicas (Bazán y Meli, 2002), esto significa que no se incluyen contraventeos, muros de cortante, así como cualquier elemento adicional que proporcione resistencia y rigidez ante cargas laterales.

Los sistemas de piso están propuestos a base de losas macizas en la parte de concreto reforzado que son los dos niveles de estacionamiento y del sistema losacero (steeldeck), en lo correspondiente a la estructura de acero que son los seis niveles restantes con uso de oficinas y la azotea.

La estructura esta modelada en un software comercial.

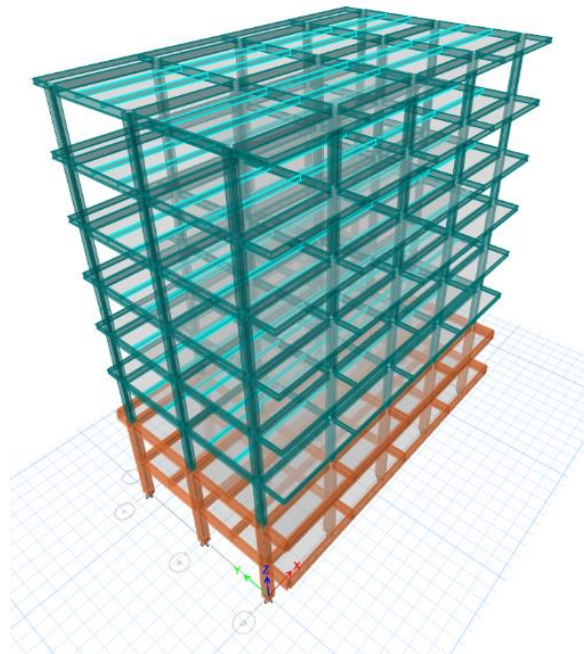


Figura 37 Modelo tridimensional de la estructura

Fuente: Elaboración propia.



Una vez definida la propuesta del sistema estructural y la disposición de los elementos resistentes que conforman la estructura, se hace una bajada de cargas con el fin de proponer secciones iniciales para poder contar con las dimensiones iniciales, peso propio, rigideces, etc., y de esa manera realizar el análisis estructural correspondiente a esa etapa del diseño.

Una vez realizado el predimensionamiento mencionado en el párrafo anterior, se proponen como elementos resistentes las siguientes secciones en planta y elevación:

Elementos resistentes en azotea

En el octavo nivel, el cual corresponde a la azotea, la distribución de las vigas principales de acero, es en ambas direcciones secciones W 16 x 31, y todas las vigas secundarias son W 10 X 17 incluyendo los volados (ver figura 38).

Elementos de Azotea:

- Losas: Sistema losacero (steeldeck) de 3 pulgadas de peralte, con capa de compresión de concreto de 5 cm sobre la cresta.
- Vigas principales en ambos sentidos: W 16 X 31
- Vigas principales y secundarias en voladizo: W 10 X 17
- Columnas: W 14 x 211

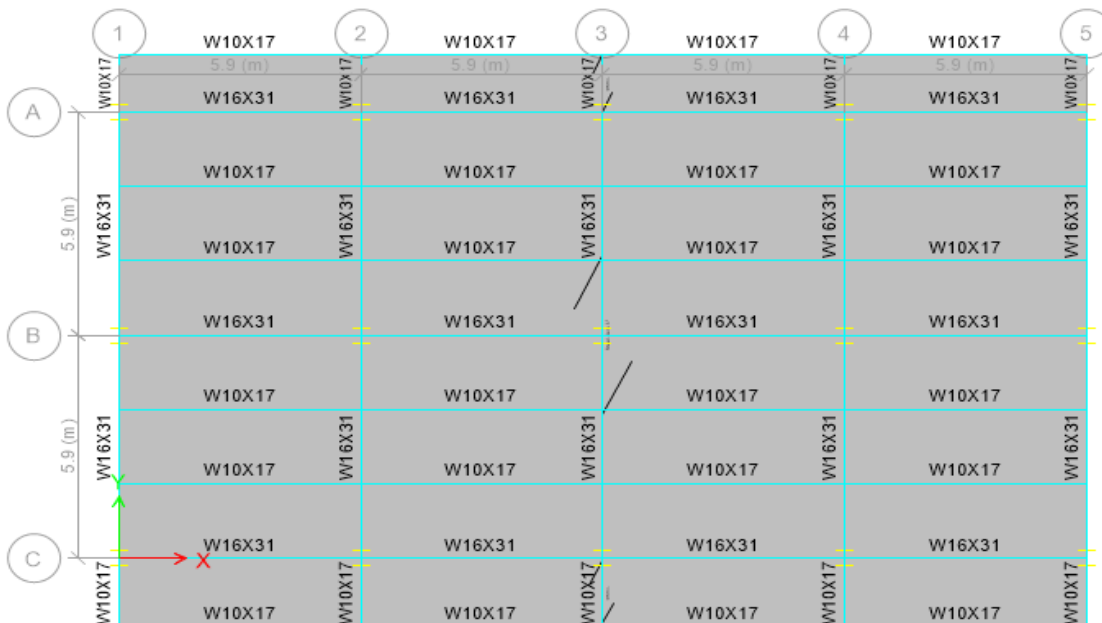


Figura 38 Elementos Estructurales en Azotea. (Nivel 8)

Fuente: Elaboración propia.



### Elementos resistentes en entrepiso 6

El séptimo nivel la distribución de los elementos es en ambas direcciones secciones W 16 x 31, vigas secundarias W 10 x 17 y vigas en los volados W 12 x 22 en ambos sentidos (ver figura 39).

### Elementos de entrepiso 6:

- Losas: Sistema losacero (steeldeck) de 3 pulg., con capa de compresión de 5 cm
- Vigas principales en ambos sentidos: W 16 x 31
- Vigas secundarias en sentido X: W 10 x 17
- Vigas principales y secundarias en voladizo: W 12 x 22
- Columnas: W 14 x 211

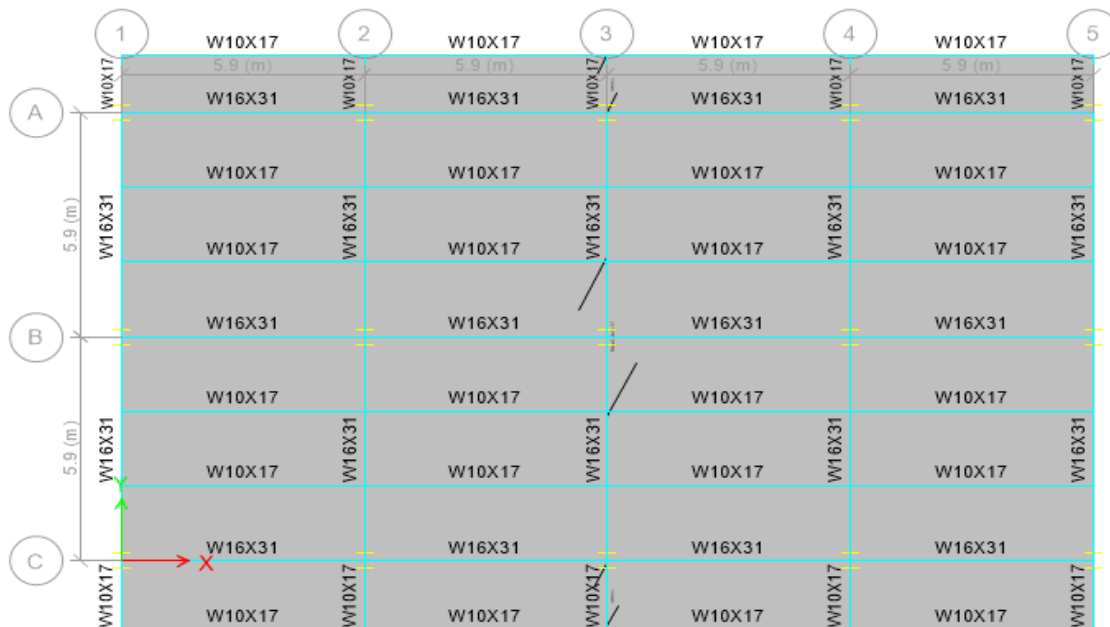


Figura 39 Elementos Estructurales en Entrepiso 6. (Nivel 7)

Fuente: Elaboración propia.



### Elementos resistentes de entrepisos 4 y 5

El quinto y sexto nivel la distribución de los elementos es igual, en el sentido X tiene secciones W 18 x 60 y en el sentido Y tiene secciones 18 x 55, vigas secundarias W 10 x 17 en el sentido X y secciones W 12 x 22 en ambas direcciones en los volados (ver figura 40).

### Elementos de entrepisos 4 y 5

- Losas: Sistema losacero (steeldeck) de 3 pulg., con capa de compresión de 5 cm
- Vigas principales en sentido X: Sección W 18 x 60
- Vigas principales en sentido Y: Sección W 18 x 55
- Vigas secundarias en sentido X: W 10 x 17
- Vigas principales y secundarias en voladizo: W 12 x 22

Columnas: W 14 x 257 la mitad inferior del entrepiso y W 14 x 211 el resto

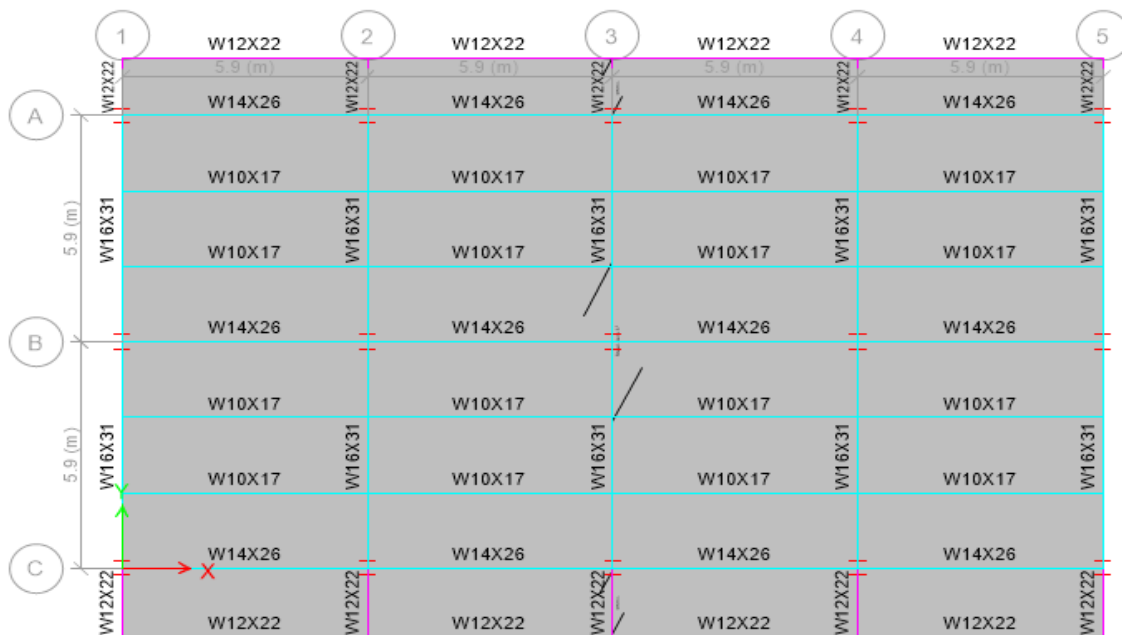


Figura 40 Elementos Estructurales en Entrepiso 4 y 5. (Niveles 5 y 6)

Fuente: Elaboración propia.



## Elementos resistentes de entresijos 2 y 3

El tercer y cuarto nivel la distribución de los elementos es igual, en ambos sentidos tiene secciones W 18 x 60, vigas secundarias W 10 x 17 en el sentido X y secciones W 12 x 22 en ambas direcciones en los volados (ver figura 41).

Elementos Entresijos 2 y 3:

- Losas: Sistema losacero (steeldeck) de 3 pulg., con capa de compresión de 5 cm
- Vigas principales en ambos sentidos: Sección W 18 x 60
- Vigas secundarias: W 10 x 17
- Vigas principales y secundarias en voladizo: W 12 x 22
- Columnas: W 14 x 257

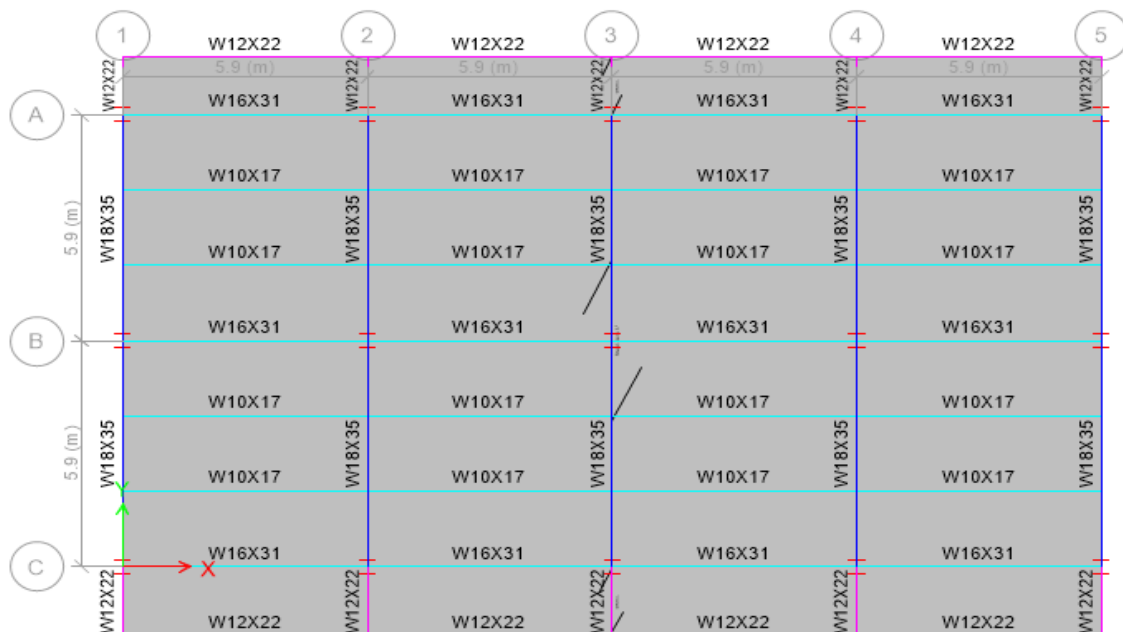


Figura 41 Elementos Estructurales en Entresijos 2 y 3. (Niveles 3 y 4)

Fuente: Elaboración propia.



## Elementos resistentes del entrepiso 1

En cuanto al segundo nivel tienen la configuración es a base de vigas de concreto reforzado de 45 cm x 80 cm, tanto en el eje X como en el eje Y, y secciones 25 cm x 60 cm para las vigas secundarias en el sentido X así mismo en el sentido Y secciones 35 cm x 80 cm en los volados (ver figura 42).

Elementos del entrepiso 1:

- Losas macizas: 15 cm de peralte total
- Vigas principales en ambas direcciones: Sección: 45 cm x 80 cm
- Vigas secundarias sentido X: 25 cm x 60 cm
- Vigas principales en volado: 35 cm x 80 cm
- Vigas secundarias en voladizo: 25 X 60 cm
- Columnas: 80 x 80 cm

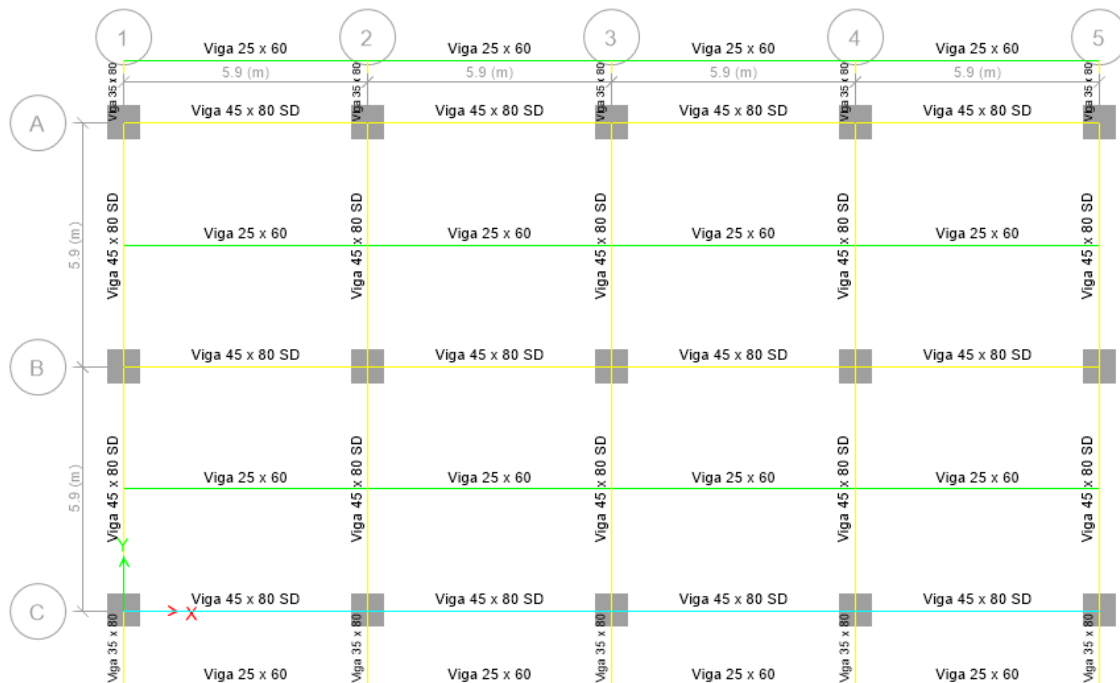


Figura 42 Elementos Estructurales en Entrepiso 1. (Nivel 2)

Fuente: Elaboración propia.



## Elementos resistentes del estacionamiento 2

En cuanto a las vigas del primer nivel tienen la misma configuración que las del segundo, con vigas de concreto reforzado de 45 cm x 80 cm tanto en el eje X como en el eje Y, y secciones 25 cm x 60 cm para las vigas secundarias en el sentido X así mismo en el sentido Y secciones 35 cm x 80 cm en el volado (ver figura 43).

## Elementos del estacionamiento 2:

- Losas macizas: 15 cm de peralte total
- Vigas principales en ambas direcciones: Sección: 45 x 80 cm
- Vigas secundarias: 25 x 60 cm
- Vigas principales en voladizo: 35 x 80 cm
- Vigas secundarias en voladizo: 25 x 60 cm
- Columnas: 80 x 80 cm

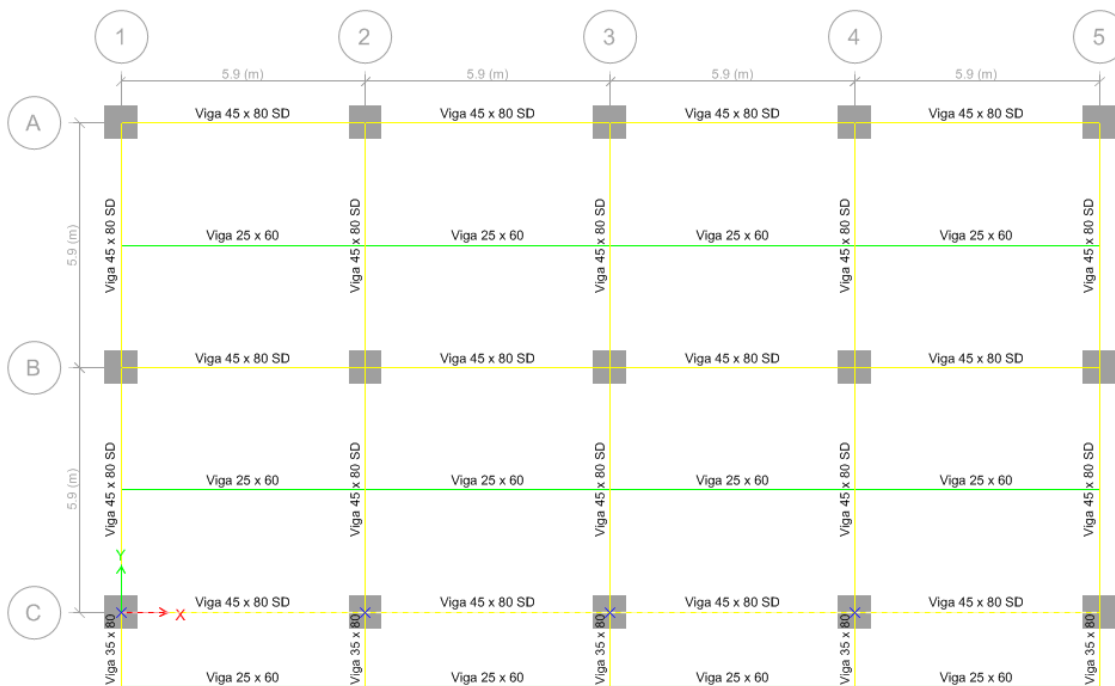


Figura 43 Elementos Estructurales en Estacionamiento 2. (Nivel 1)

Fuente: Elaboración propia.



### 3.2.- Análisis gravitacional

Para el análisis gravitacional, se tomaron en cuenta las especificaciones del ASCE Standard 7-10.

El edificio será destinado a uso comercial (oficinas) contando con 8 niveles, con estas condiciones se determinan las cargas vivas a utilizar que serán las siguientes:

La carga Viva de Azotea se encuentra en función del área y la pendiente expresada en porcentaje, así como del que aparece en la tabla 4-1 del ASCE Standard 7-10 que depende de la ocupación o uso de la edificación, obteniendo la siguiente expresión:

$$L_r = L_0 R_1 R_2 \quad \text{Ecuación (1)}$$

De acuerdo al análisis se tiene que:

$$\text{Carga Viva de Azotea} = 0.96 \text{ kN/m}^2$$

Las otras cargas vivas se obtienen también de la tabla 4-1 del ASCE Standard 7-10 y son las siguientes:

$$\text{Carga Viva de entrepiso} = 2.40 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carga Viva de Pasillos (Pisos superiores al 1er nivel)} = 3.83 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carga Viva de Pasillos (1er nivel)} = 4.79 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carga Viva de Estacionamiento} = 1.92 \text{ kN/m}^2$$

Las cargas muertas quedan definidas de la siguiente manera:

$$\text{Carga Muerta de Azotea (Estructura de Acero)} = 3.21 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carga Muerta de Entrepiso (Estructura de Acero)} = 3.37 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carga Muerta de 1er Entrepiso (Estructura de Concreto)} = 4.18 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carga Muerta de 2do Entrepiso (Estructura de Concreto)} = 4.72 \text{ kN/m}^2$$

Cabe señalar que en las cargas muertas mostradas en el listado anterior, ya se considera el peso propio de cada uno de los elementos estructurales, los cuales están transformados en cargas equivalentes por unidad de área para fines prácticos. Las cargas gravitacionales son transmitidas de las losas a las vigas y de las vigas a las columnas hasta la cimentación, la cual las transmite al suelo.



La siguiente tabla muestra las cargas gravitacionales que actúan en el edificio por diferentes conceptos:

Nivel	Carga viva (kN)			Peso propio de elementos (kN)			CM losa (kN)	Muros división (kN)	Barandal o pretil (kN)	Muros (kN)		Carga concentrada (kN)
	Azotea	Entrepiso	Pasillo	Losas	Vigas	Columnas				Ligeros	Cancelería	
8	342.106	0.000	0.000	773.132	116.623	166.261	370.464	0.000	110.891	0.000	0.000	1879.476
7	0.000	668.352	298.280	773.132	121.176	166.261	422.884	133.670	28.720	116.744	25.828	2755.049
6	0.000	668.352	298.280	773.132	144.394	166.261	422.884	133.670	28.720	116.744	25.828	2778.267
5	0.000	668.352	298.280	773.132	144.394	184.496	422.884	133.670	28.720	116.744	25.828	2796.502
4	0.000	668.352	298.280	773.132	148.871	202.732	422.884	133.670	28.720	116.744	25.828	2819.214
3	0.000	668.352	298.280	773.132	148.871	202.732	422.884	133.670	28.720	116.744	25.828	2819.214
2	0.000	668.352	298.280	1259.545	916.780	458.068	422.884	133.670	28.720	116.744	25.828	4328.873
1	0.000	534.682	203.479	1134.425	793.922	458.068	230.673	0.000	350.335	0.000	0.000	3705.583
$\Sigma =$	342.106	4544.794	1993.162	7032.761	2535.028	2004.880	3138.441	802.022	633.548	700.466	154.970	23882.178

Tabla 1 Concentrado de cargas gravitacionales que actúan en la estructura

Estas cargas serán distribuidas a cada elemento estructural dependiendo el área tributaria correspondiente, para obtener la carga distribuida en las vigas principales y secundarias para después proceder con el análisis estructural.

El peso propio de la estructura del sistema de marco tridimensional resistente a momento está definido de acuerdo a los elementos resistentes propuestos en la sección 3.1 de este trabajo, el cual aparece en la tabla anterior.



### 3.3.- Análisis de cargas accidentales.

Para el análisis de cargas accidentales se toman en cuenta las especificaciones y el procedimiento determinado por el ASCE Standard 7-10 en la sección 12.8. El método empleado es el procedimiento de las “Fuerzas Laterales Equivalentes”.

#### 3.3.1.- Determinación del periodo de la estructura.

$$T_a = C_t h_n^x \quad \text{Ecuación (2)}$$

Donde:

$T_a$  = El periodo fundamental aproximado.

$C_t$  = Coeficiente C de periodo aproximado.

$h$  = Altura del edificio.

$x$  = Coeficiente X de periodo aproximado.

De manera alternativa para edificios menores a 12 niveles por encima de la base tenemos que:

$$T_a = 0.1N \quad \text{Ecuación (3)}$$

Donde:

$T_a$  = El periodo fundamental aproximado.

$N$  = Número de entresijos del edificio.

Sin embargo, el periodo fundamental se obtuvo a través de la fórmula de Rayleigh (Ec. 4), cuyos resultados son los siguientes:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_i x_i}} = \quad \text{Ecuación (4)}$$

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_i x_i}} = 1.333 \text{ s}$$

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_i x_i}} = 1.305 \text{ s}$$

Cabe mencionar que esos mismos resultados fueron comprobados con el software de apoyo.



## 3.3.2.- Cálculo del coeficiente de respuesta sísmico

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \text{Ecuación (5)}$$

El cual no debe exceder de:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \text{para } T \leq T_L \quad \text{Ecuación (6)}$$

ó

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \text{para } T > T_L \quad \text{Ecuación (7)}$$

según sea el caso.

Donde;

$$T_x = 1.333 \text{ seg} \quad \text{y} \quad T_y = 1.305 \text{ seg}$$

Ni debe ser menor que:

$$C_s = 0.44 S_{DS} I_e \geq 0.01 \quad \text{Ecuación (8)}$$

Además, en estructuras localizadas en lugares en donde  $S_{D1} \geq 0.6g$ ,

$$C_s = \frac{0.5 S_1}{R/I_e} \quad \text{Ecuación (9)}$$

Por lo tanto, el coeficiente sísmico para cada sentido, queda regido por la ecuación (7):

$$C_{sx} = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} = 0.056264 \quad \text{y} \quad C_{sy} = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} = 0.057471$$

Dónde:

$S_{DS}$  = Aceleración de la respuesta espectral en periodos cortos de diseño.

$I_e$  = Factor de importancia de acuerdo a la ocupación de la estructura.

$R$  = Coeficiente de modificación de respuesta de acuerdo al sistema estructural.

$T$  = El periodo fundamental del edificio determinado por medio de un análisis preliminar.

De igual manera, al introducir los datos de entrada en el programa, se obtienen los mismos coeficientes.



### 3.3.3.- Determinación del espectro de diseño

El espectro de diseño (ver figura 44) a utilizar de acuerdo a los parámetros y condiciones locales del suelo queda definido de la siguiente manera:

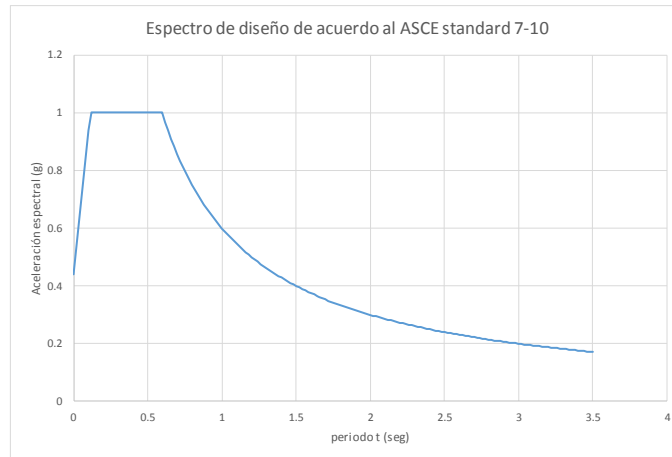


Figura 44 Espectro de diseño de acuerdo al ASCE Standard 7-10  
Fuente: Elaboración propia.

La obtención del coeficiente sísmico ( $C_s$ ) a utilizar, se determina de acuerdo al procedimiento descrito en la sección 12.8.1.1 del ASCE Standard 7-10, el cual se aplica a continuación de acuerdo a los siguientes datos:

$$S_s = 1.50$$

$$R = 8.00$$

$$S_1 = 0.60$$

$$I_e = 1.00$$

$$\Omega = 3$$

$$F_a = 1.00$$

$$C_d = 5.5$$

$$F_v = 1.50$$

$$S_{MS} = F_a S_s = 1.500 \text{ g}$$

$$S_{DS} = (2/3) S_{MS} = 1.00 \text{ g}$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 0.900 \text{ g}$$

$$S_{D1} = (2/3) S_{M1} = 0.60 \text{ g}$$

El espectro de diseño depende también del tipo de suelo donde se va a edificar de acuerdo a la clasificación que hace el reglamento ASCE Standard 7-10 en la sección 11.4.5.



Los parámetros de la respuesta espectral de aceleración de diseño se obtienen de la siguiente manera:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad \text{Ecuación (10)}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad \text{Ecuación (11)}$$

$$S_{MS} = F_a S_s \quad \text{Ecuación (12)}$$

$$S_{M1} = F_v S_{S1} \quad \text{Ecuación (13)}$$

Donde:

$S_{DS}$  = Aceleración de Respuesta para  $T < 1$  seg.

$$S_s = 1.50$$

$S_{D1}$  = Aceleración de respuesta espectral  $T=1$  seg.

$$S_1 = 0.60$$

$S_{MS}$  = Máximo espectro de respuesta de aceleración en periodos cortos.

$F_a$  = Para valores de “ $S_s$ ” mayores de 1.25 y sitio clase “D”.  $F_a = 1.00$ .

$S_{M1}$  = Máximo espectro de respuesta de aceleración en periodos cortos.

$F_v$  = Para valores de “ $S_1$ ” mayores de 0.50 y sitio clase “D”.  $F_a = 1.50$ .

Con lo cual se obtiene:

$$S_{MS} = (1.00)(1.5) = 1.50 \quad S_{M1} = (1.50)(0.6) = 0.90$$
$$S_{DS} = \frac{2}{3} (1.50) = 1.00 \quad S_{D1} = \frac{2}{3} (0.90) = 0.60$$

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad \text{Ecuación (14)}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad \text{Ecuación (15)}$$



Sustituyendo los datos en las formulas tenemos que:

$$T_0 = 0.2 \frac{0.60}{1.00} = 0.12 \text{ s}$$

$$T_s = \frac{0.60}{1.00} = 0.60 \text{ s}$$

$$T_L = 8.00 \text{ s}$$

Debido a que  $T < T_L$  tenemos que:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)}$$

$$C_{sx} = \frac{0.6}{1.333 \left( \frac{8}{1} \right)} = 0.056248 \quad C_{sy} = \frac{0.6}{1.305 \left( \frac{8}{1} \right)} = 0.057483$$

Cs no será inferior a

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01$$

$$0.044 \geq 0.01$$

Además, para estructuras localizadas donde  $S_1$  es igual a o superior a 0.6 g, Cs no será inferior a:

$$C_s = \frac{0.5 S_1}{R / I_e}$$

Sustituyendo los datos en la fórmula tenemos que:

$$C_s = \frac{0.5(0.6)}{8/1} = 0.0375$$

Por lo tanto, quedan definidos los coeficientes sísmicos tanto para X como para Y de la siguiente manera:

$$C_{sx} = 0.056248 \quad y \quad C_{sy} = 0.057483$$



3.3.4.- Cálculo del cortante basal.

En la aplicación del método estático de las cargas equivalentes, el ASCE Standard 7-10 en la sección 12.8.1, indica que el cortante basal se obtiene con la siguiente fórmula:

$$V = C_s * W_T \tag{Ecuación (16)}$$

Donde:

V = Cortante basal.

Cs = Coeficiente de aceleración sísmica.

WT = Peso total de la estructura más la carga muerta más el 25% de la carga viva.

Así mismo, en base al procedimiento descrito en el apartado 12.8 del ASCE Standard 7-10, se obtienen las cargas necesarias para determinar el cortante basal, obteniendo los resultados que se presentan en la siguiente tabla:

Nivel	Pp	CM	CV	We
8	972.885	481.354	0.000	1454.239
7	1060.569	727.848	167.088	1955.505
6	1083.787	727.848	167.088	1978.723
5	1092.905	727.848	167.088	1987.840
4	1115.616	727.848	167.088	2010.552
3	1124.734	727.848	167.088	2019.670
2	2506.725	727.848	167.088	3401.660
1	2386.415	581.008	133.6704	3101.093
$\Sigma = W_T =$				17909.282

Tabla 2 Cargas para determinar el cortante basal

Por lo que la carga total a considerar para la obtención del cortante basal es:

$$W_T = 17,909.28 \text{ kN}$$

Y el cortante basal para cada sentido es:

$$V_x = 1007.65 \text{ kN}$$

$$V_y = 1029.27 \text{ kN}$$

Los cálculos anteriores pueden resumirse en la siguiente tabla:

Dirección	Periodo (seg)	Cs	WT (kN)	V (kN)
X	1.333	0.056248	17909.282	1007.64
Y	1.305	0.057483	17909.282	1029.27

Tabla 3 Resumen de datos para determinar la distribución de las fuerzas sísmicas



Distribución de las fuerzas sísmicas

La distribución de la fuerza sísmica se obtiene de acuerdo a la ecuación (17):

$$Cv = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \tag{Ecuación (17)}$$

Por lo cual, para el sentido x se tiene:

Nivel	Wi (kN)	hi (m)	Wihi <sup>k</sup>	Cvx	Fx (kN)	Vx (kN)
8	1454.24	28.80	169771.71	0.20	200.522	200.522
7	1955.50	25.20	188948.20	0.22	223.172	423.695
6	1978.72	21.60	153687.54	0.18	181.525	605.220
5	1987.84	18.00	119254.56	0.14	140.855	746.075
4	2010.55	14.40	87929.74	0.10	103.856	849.931
3	2019.67	10.80	58765.86	0.07	69.410	919.342
2	3401.66	7.20	55731.72	0.07	65.826	985.168
1	3101.09	3.60	19033.44	0.02	22.481	1007.649
Σ =	17909.28		853122.76			

Tabla 4 Distribución de fuerzas laterales de entrepiso para el sentido X

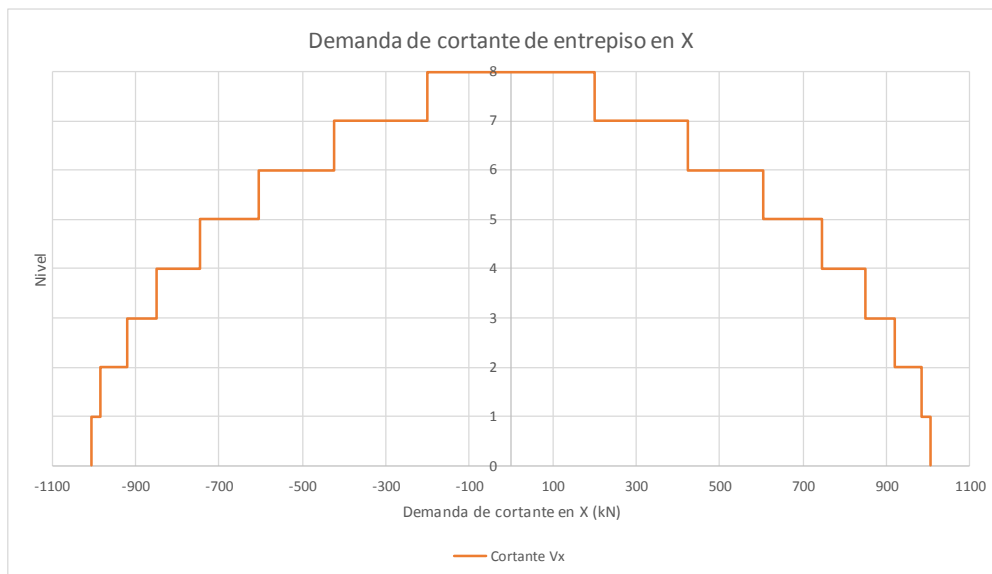


Figura 45 Gráfica de demanda de cortante de entrepiso en X

Fuente: Elaboración propia.



Nivel	$W_i$ (kN)	$h_i$ (m)	$W_i h_i^k$	$C_{vx}$	$F_x$ (kN)	$V_x$ (kN)
8	1454.24	28.80	161969.72	0.20	203.611	203.611
7	1955.50	25.20	180602.25	0.22	227.034	430.645
6	1978.72	21.60	147216.44	0.18	185.065	615.710
5	1987.84	18.00	114525.23	0.14	143.969	759.679
4	2010.55	14.40	84706.89	0.10	106.485	866.164
3	2019.67	10.80	56840.40	0.07	71.454	937.617
2	3401.66	7.20	54212.54	0.07	68.150	1005.767
1	3101.09	3.60	18695.15	0.02	23.502	1029.269
$\Sigma =$	17909.28		818768.62			

Tabla 5 Distribución de fuerzas laterales de entrepiso para el sentido Y

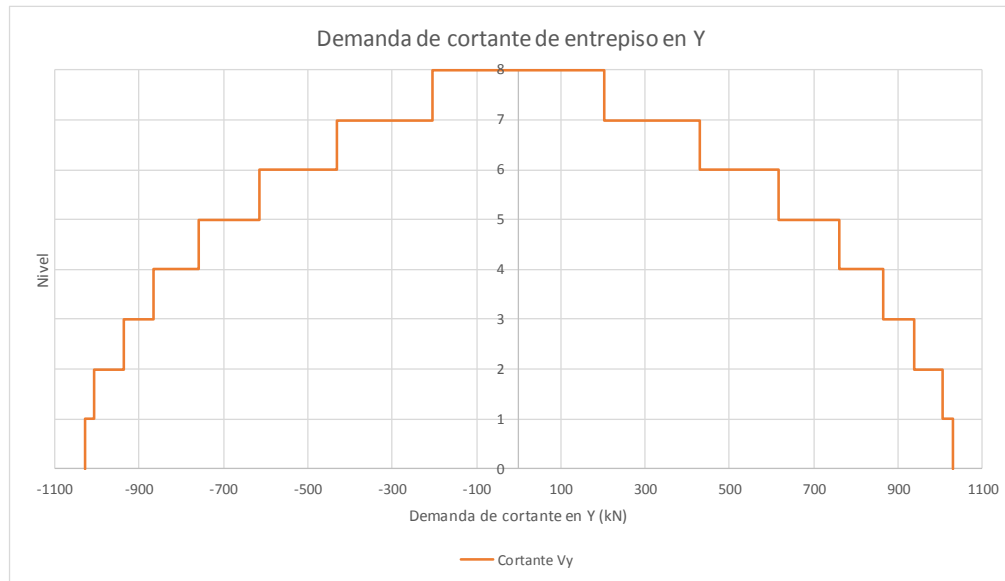


Figura 46 Gráfica de demanda de cortante de entrepiso en Y  
Fuente: Elaboración propia.



### 3.4.- Revisión de desplazamientos relativos de entrepiso

Los desplazamientos relativos de entrepiso están obtenidos con el software de apoyo, con el cual está modelada la estructura tridimensional para llevar a cabo el análisis estructural y de esa manera encontrar los valores necesarios para el cálculo de los desplazamientos relativos de entrepiso y su revisión correspondiente, la cual incluye una amplificación de dichos resultados al multiplicarlos por el factor  $C_d$  y una reducción que depende del factor de importancia  $I_e$ .

$$\Delta = \frac{\delta_{xe} C_d}{I_e} \quad \text{Ecuación (18)}$$

$$\delta_{xe} = \delta_{x2} - \delta_1 \quad \text{Ecuación (19)}$$

Dónde:

$\Delta$ = Desplazamiento relativo de entrepiso.

$\delta_{xe}$ = Deflexión determinada por el análisis elástico.

$C_d$ = Factor de amplificación de la flexión.

$I_e$ = Factor de Importancia.

$\delta_x$ = Desplazamiento de entrepiso.

Una vez obtenidos los valores de los desplazamientos relativos, estos son comparados con los valores máximos permisibles cuyas limitantes se encuentran establecidas en la tabla 12.12.1 del ASCE Standard 7-10, que para este caso en particular es de:

$$\Delta_a = 0.020 h_{sx} \quad \text{Ecuación (20)}$$

Dónde:

$\Delta_a$ = Desplazamiento permisible.

$h_{sx}$ = Altura de entrepiso.



En las siguientes tablas y gráficas se muestran los desplazamientos relativos obtenidos para ambas direcciones “X” y “Y”, además de incluir los valores de los desplazamientos máximos establecidos en la tabla 12.12.1 del ASCE Standard 7-10.

Para el sentido X

Nivel	hn (m)	$\delta_{xi}$ (m)	$\delta_{xe}$ (m)	Cd	le	$\delta_x$ (m)	0.020hnx (m)	Lacum (m)	$\Delta x$	$\Delta a$	Revisión
8	28.80	0.055503	0.00549	5.5	1	0.0302	0.0720	0.5760	0.0084	0.02	Pasa por desplazamientos
7	25.20	0.050012	0.00730	5.5	1	0.0401	0.0720	0.5040	0.0111	0.02	Pasa por desplazamientos
6	21.60	0.042716	0.00833	5.5	1	0.0458	0.0720	0.4320	0.0127	0.02	Pasa por desplazamientos
5	18.00	0.034384	0.00944	5.5	1	0.0519	0.0720	0.3600	0.0144	0.02	Pasa por desplazamientos
4	14.40	0.024947	0.00979	5.5	1	0.0538	0.0720	0.2880	0.0150	0.02	Pasa por desplazamientos
3	10.80	0.015158	0.00826	5.5	1	0.0454	0.0720	0.2160	0.0126	0.02	Pasa por desplazamientos
2	7.20	0.006899	0.00436	5.5	1	0.0240	0.0720	0.1440	0.0067	0.02	Pasa por desplazamientos
1	3.60	0.002537	0.00254	5.5	1	0.0140	0.0720	0.0720	0.0039	0.02	Pasa por desplazamientos

Tabla 6 Revisión por desplazamientos para el sentido X

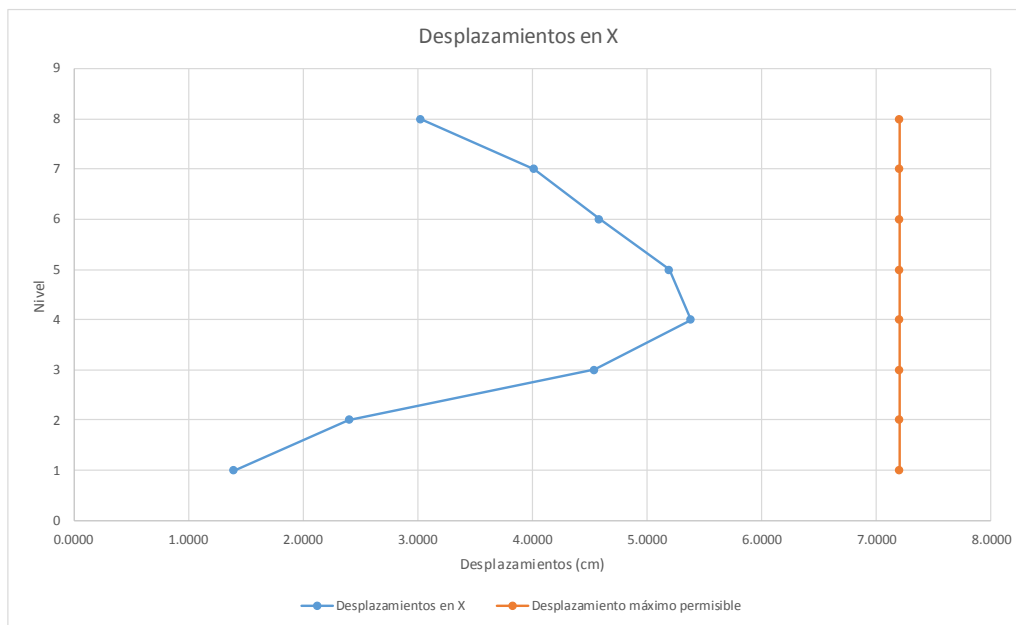


Figura 47 Gráfica de desplazamientos relativos de entrepiso en X  
Fuente: Elaboración propia.

Para el sentido Y

Nivel	hn (m)	$\delta_{xi}$ (m)	$\delta_{xe}$ (m)	Cd	le	$\delta_x$ (m)	0.020hnx (m)	Lacum (m)	$\Delta x$	$\Delta a$	Revisión
8	28.8	0.050987	0.00341	5.5	1	0.0188	0.0720	0.5760	0.0052	0.02	Pasa por desplazamientos
7	25.2	0.047572	0.00547	5.5	1	0.0301	0.0720	0.5040	0.0083	0.02	Pasa por desplazamientos
6	21.6	0.042107	0.00743	5.5	1	0.0409	0.0720	0.4320	0.0113	0.02	Pasa por desplazamientos
5	18	0.034679	0.00882	5.5	1	0.0485	0.0720	0.3600	0.0135	0.02	Pasa por desplazamientos
4	14.4	0.025864	0.00919	5.5	1	0.0506	0.0720	0.2880	0.0140	0.02	Pasa por desplazamientos
3	10.8	0.016672	0.00788	5.5	1	0.0433	0.0720	0.2160	0.0120	0.02	Pasa por desplazamientos
2	7.2	0.008794	0.00571	5.5	1	0.0314	0.0720	0.1440	0.0087	0.02	Pasa por desplazamientos
1	3.6	0.003088	0.00309	5.5	1	0.0170	0.0720	0.0720	0.0047	0.02	Pasa por desplazamientos

Tabla 7 Revisión por desplazamientos para el sentido Y

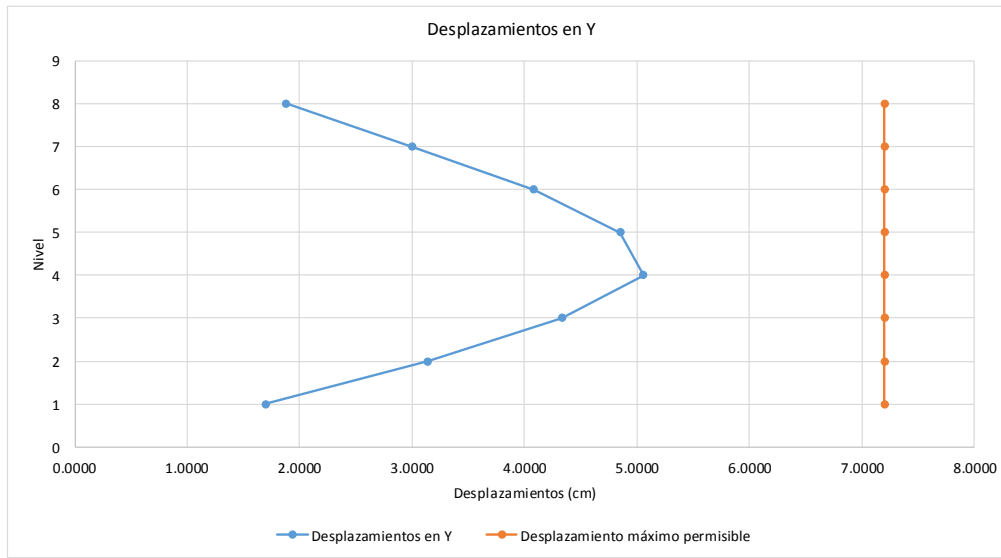


Figura 48 Gráfica de desplazamientos relativos de entepiso en Y  
Fuente: Elaboración propia.

En la gráfica de la figura 49 se aprecia que los desplazamientos relativos de entepiso quedan dentro del límite establecido por el ASCE standard 7-10.

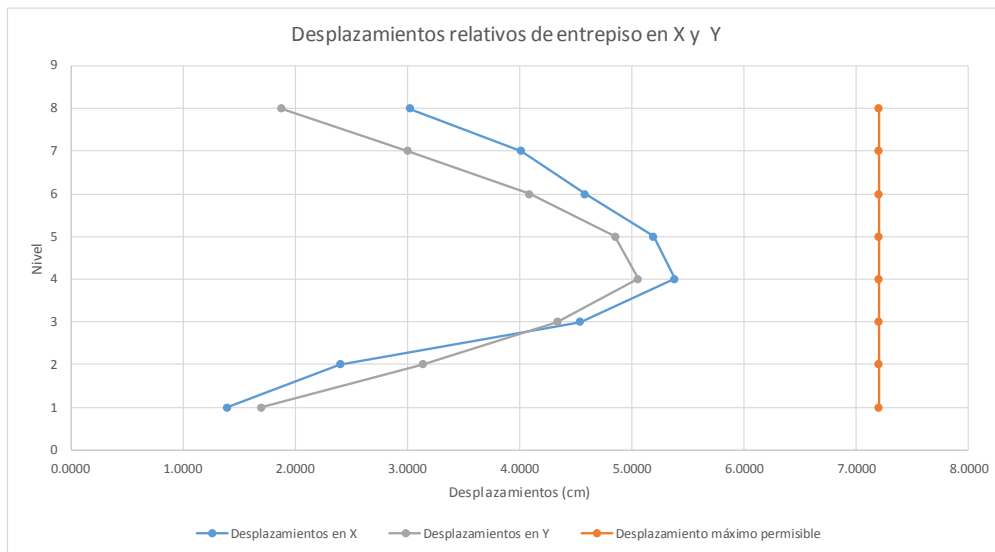


Figura 49 Gráfica de desplazamientos relativos de entepiso en X y Y  
Fuente: Elaboración propia.



### 3.5.- Distorsiones de entrepisos

De igual manera que los desplazamientos relativos, las distorsiones de entrepiso también son revisadas de tal manera que se compruebe que se encuentran dentro del parámetro máximo de distorsión establecido por el ASCE Standard 7-10, en este caso como  $\phi = 0.020$  como se puede ver en la siguientes tablas y gráfica en la que la estructura cumple con los requisitos mínimos de distorsión.

Distorsiones en X					
Nivel	hn (m)	h (m)	$\delta_x$ (m)	Distorsión	Distorsión permisible
8	28.80	3.60	0.0302	0.0084	0.02
7	25.20	3.60	0.0401	0.0111	0.02
6	21.60	3.60	0.0458	0.0127	0.02
5	18.00	3.60	0.0519	0.0144	0.02
4	14.40	3.60	0.0538	0.0150	0.02
3	10.80	3.60	0.0454	0.0126	0.02
2	7.20	3.60	0.0240	0.0067	0.02
1	3.60	3.60	0.0140	0.0039	0.02

Tabla 8 Revisión de distorsiones en el sentido X

Distorsiones en Y					
Nivel	hn (m)	h (m)	$\delta_x$ (m)	Distorsión	Distorsión permisible
8	28.80	3.60	0.0188	0.0052	0.02
7	25.20	3.60	0.0301	0.0083	0.02
6	21.60	3.60	0.0409	0.0113	0.02
5	18.00	3.60	0.0485	0.0135	0.02
4	14.40	3.60	0.0506	0.0140	0.02
3	10.80	3.60	0.0433	0.0120	0.02
2	7.20	3.60	0.0314	0.0087	0.02
1	3.60	3.60	0.0170	0.0047	0.02

Tabla 9 Revisión de distorsiones en el sentido Y

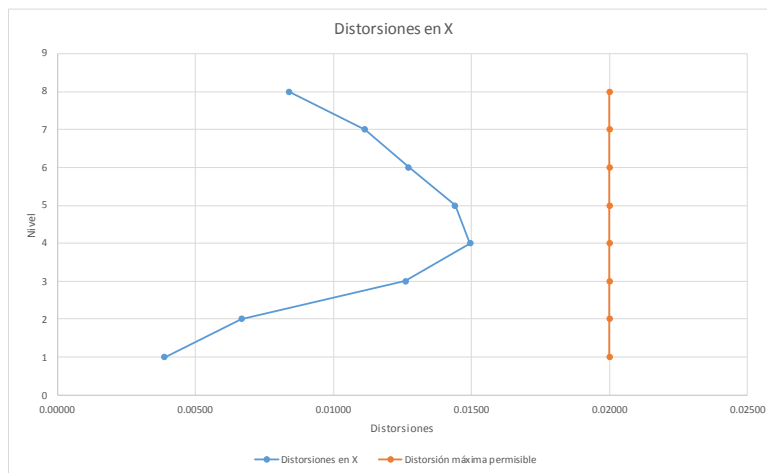


Figura 50 Perfil de distorsiones de entrepiso en X  
Fuente: Elaboración propia.

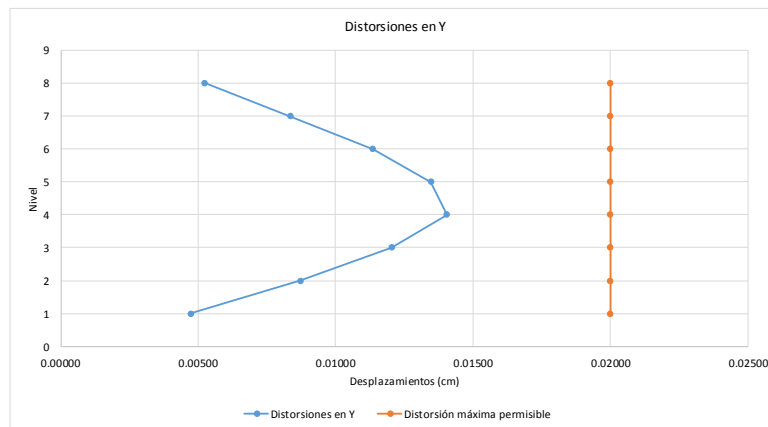


Figura 51 Perfil de distorsiones de entrepiso en Y  
Fuente: Elaboración propia.

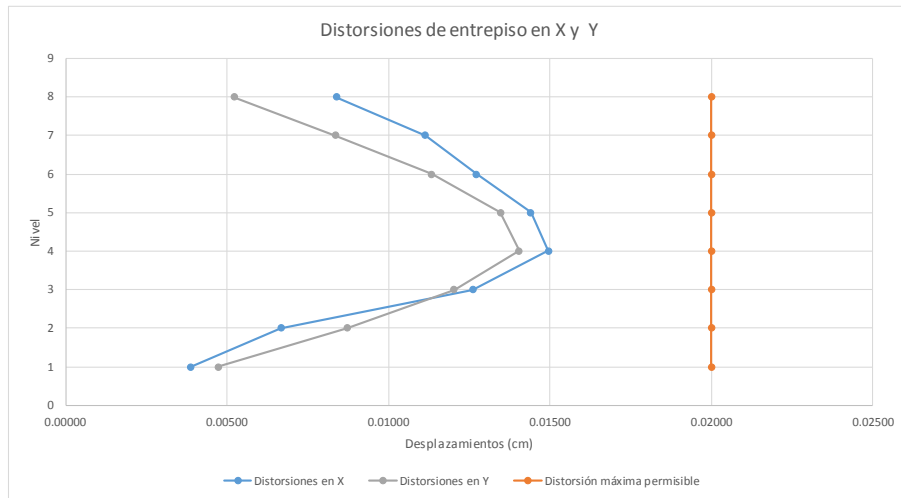


Figura 52 Perfil de distorsiones de entrepiso en X y Y

Fuente: Elaboración propia.

Como se observa en las tablas y en las gráficas, todos los valores de las distorsiones calculadas están por debajo de las permitidas por el ASCE Standard 7-10.

### 3.6.- Efectos P-Delta

Los efectos P-Δ no requieren considerarse según el ASCE Standard 7-10 en la sección 12.8.7, cuando el coeficiente de estabilidad “θ” determinado por la siguiente fórmula, es igual o menor que 0.1.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \tag{Ecuación (21)}$$

Dónde:

$P_x$ = Fuerza vertical de diseño.

$\Delta$ = Desplazamientos relativos de entrepiso.

$I_e$ = Factor de importancia.

$V_x$ = Fuerza cortante sísmica actuando entre el nivel “x” y “x-1”.

$h_{sx}$ = Altura de entrepiso debajo del nivel “x”.

$C_d$ = Factor de amplificación de la flexión.



Con base en lo mencionado y tabulando el cálculo de la ecuación 21 para ambos sentidos de la estructura, se tiene:

Para el sentido X

Nivel	CM	CV	Px	$\Delta$ (m)	le	Vx	hx	Cd	$\theta$
8	1454.239	342.106	1796.345	0.030201	1	200.522	3.6	5.5	0.0137
7	1788.417	966.632	4551.394	0.040128	1	423.172	3.6	5.5	0.0218
6	1811.635	966.632	7329.661	0.045826	1	605.220	3.6	5.5	0.0280
5	1820.752	966.632	10117.045	0.051904	1	746.075	3.6	5.5	0.0355
4	1843.464	966.632	12927.141	0.053840	1	849.931	3.6	5.5	0.0414
3	1852.582	966.632	15746.355	0.045425	1	919.342	3.6	5.5	0.0393
2	3234.572	966.632	19947.559	0.023991	1	985.168	3.6	5.5	0.0245
1	2967.422	738.161	23653.142	0.013954	1	1007.649	3.6	5.5	0.0165
$\Sigma =$	16773.083	6880.059							

Tabla 10 Revisión del coeficiente de estabilidad para el sentido X

Para el sentido Y

Nivel	CM	CV	Py	$\Delta$ (m)	le	Vy	hy	Cd	$\theta$
8	1454.239	342.106	1796.345	0.018783	1	203.611	3.6	5.5	0.0084
7	1788.417	966.632	4551.394	0.030058	1	430.645	3.6	5.5	0.0160
6	1811.635	966.632	7329.661	0.040854	1	615.710	3.6	5.5	0.0246
5	1820.752	966.632	10117.045	0.048483	1	759.679	3.6	5.5	0.0326
4	1843.464	966.632	12927.141	0.050556	1	866.164	3.6	5.5	0.0381
3	1852.582	966.632	15746.355	0.043329	1	937.617	3.6	5.5	0.0368
2	3234.572	966.632	19947.559	0.031383	1	1005.767	3.6	5.5	0.0314
1	2967.422	738.161	23653.142	0.016984	1	1029.269	3.6	5.5	0.0197
$\Sigma =$	16773.083	6880.059							

Tabla 11 Revisión del coeficiente de estabilidad para el sentido Y

Como se puede observar en las tablas 10 y 11, ningún coeficiente es superior al coeficiente máximo por lo que los efectos P- $\Delta$  no serán tomados en cuenta para la determinación de fuerzas y momentos en los elementos.



### 3.7.- Combinaciones de cargas

Las combinaciones de carga utilizadas en este trabajo, son las descritas por el ASCE Standard 7-10, dichas combinaciones se encuentran homologadas con las especificaciones y los reglamentos del ACI-318-14 y del AISC 360-10, para estructuras de concreto reforzado y acero estructural respectivamente. A continuación, se enlistan esas combinaciones.

- $U = 1.4D$  (Combinación 1)
- $U = 1.2D + 1.6L + 0.5Lr$  (Combinación 2)
- $U = 1.2D + 1.6Lr + 1.0L$  (Combinación 3)
- $U = 1.4D + 1.0E + 0.5L$  (Combinación 4)
- $U = 0.7D + 1.0E$  (Combinación 5)

Dónde:

D = Carga Muerta.

L = Carga viva de entresuelo.

Lr = Carga Viva de azotea.

E = Carga Sísmica.

Con la ayuda de un software comercial, fue realizado el análisis estructural para la obtención de los elementos mecánicos necesarios para el diseño de los elementos resistentes de la estructura. De igual manera en el software se define el reglamento para el diseño de los mismos.

### 3.8.- Resultado de diseño:

El peso de la estructura cuando es diseñada por resistencia es de 9,174.93 kN, sin embargo, al hacer las revisiones por desplazamientos, considerando que el control de estos debido al sistema estructural, solo se puede modificar haciendo más robustos los elementos resistentes, hubo que incrementar las secciones para incrementar las rigideces y mantener los desplazamientos dentro de los límites establecidos por el ASCE Standard 7-10, modificando su peso propio a 11,142.30 kN, es decir, tuvo un incremento del 21.44%.

De esta manera, se puede concluir que el sistema estructural propuesto, cumple con los requerimientos dispuestos en el ASCE Standard 7-10, para desplazamientos, esfuerzos y la relación viga débil-columna fuerte, es decir, el diseño convencional es satisfactorio.



# Capítulo 4

## Análisis no lineal estático (pushover) de la estructura



### Análisis no lineal estático (pushover)

Este tipo de análisis se realizó para identificar formación potencial de mecanismos de colapso siguiendo la metodología definida en el ASCE 41-13. Llevando la respuesta del material estructural al rango inelástico identificando la formación de articulaciones plásticas de acuerdo con las propiedades como se indica en las secciones subsecuentes.

El modelo analítico utilizado es consistente con el comportamiento inelástico del material, al realizar análisis no lineal con el uso del software utilizado.

#### 4.1.- Definición del patrón de cargas

Mediante el método de análisis estructural estático no lineal llamado también “pushover” se puede apreciar el comportamiento de la estructura cuando es sometida a un patrón de cargas incrementándolas de manera monotonica hasta que la estructura alcance un desplazamiento máximo, mediante el cual se excede la capacidad elástica de algunos de los elementos que la componen, dando solución a las incertidumbres asociadas con los reglamentos y a los procedimientos elásticos.

En esta técnica debe definirse el patrón de cargas que se le aplica al modelo (Figura 53), para lo cual es común escoger entre el de carga triangular ascendente y otro en el que las cargas están definidas de acuerdo a la configuración del primer modo de vibración, las cuales se incrementan hasta alcanzar una magnitud de desplazamiento en el nivel superior de la estructura, considerando también las cargas gravitacionales que actúan sobre esta. En este trabajo se utiliza el patrón de cargas de acuerdo al primer modo de vibración.

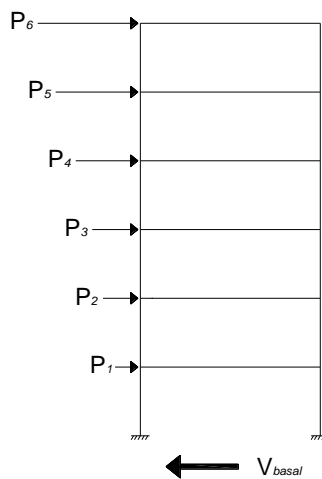


Figura 53 Ilustración del patrón de carga aplicado

Fuente: Elaboración propia.



Para llevar a cabo este análisis, se definen las articulaciones plásticas en cada uno de los elementos resistentes (vigas y columnas) de acuerdo al material y a su comportamiento, la localización de las articulaciones debe suponerse en las zonas donde se esperaría que se plastifique cada elemento, en este caso, se supuso que las articulaciones se presentarían a un 10% y 90 % de la longitud de cada elemento.

La finalidad de llevar a cabo este análisis en este trabajo, es asegurarse que la parte de concreto de la estructura se mantenga dentro del rango elástico lineal y que sea en las vigas de acero donde se generen las articulaciones plásticas, esto con el fin de obtener datos que sean congruentes al momento de comparar los resultados de la respuesta de la estructura con y sin la interfaz de aisladores. Cabe señalar que esta condición es finalmente la que rige las dimensiones de los elementos estructurales, lo cual se traduce a secciones transversales robustas, por un lado, por ser estas las que proporcionan la rigidez para el control de desplazamientos y por otro, para generar el mecanismo de falla deseado.

Al utilizar el análisis pushover, se obtiene la información correspondiente a la aparición secuencial de articulaciones plásticas en los elementos y como se menciona en el párrafo anterior, los mecanismos de falla de la estructura.

Además, este tipo de análisis nos provee de la siguiente información:

- La ductilidad local de los elementos.
- La ductilidad global de la estructura.
- La verificación del requisito de comportamiento de columna fuerte viga débil.
- La curva de capacidad lateral de la estructura.

La importancia de este tipo de análisis radica en revisar el nivel de desempeño de los elementos resistentes del sistema estructural e identificar los daños posibles en ellos.

El nivel de desempeño es una representación de la condición límite establecida por el reglamento utilizado, la cual se basa en principalmente en los tres aspectos siguientes (Sánchez):

- Posibles daños físicos sobre elementos estructurales y no estructurales.
- Amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por los daños antes mencionados.
- La funcionalidad de la edificación posterior al sismo.



#### 4.2.- Definición de los parámetros del diseño por desempeño

El ASCE 41-13, en su apartado C2.3, menciona que el desempeño de los edificios es una combinación del comportamiento de componentes estructurales y no estructurales que los constiuyen. La tabla C2-4 del mismo reglamento, describe y clasifica 3 niveles de desempeño estructural en función al material y tipo de estructuración de la edificación, los cuales son:

- Nivel de ocupación inmediata (IO, por sus siglas en inglés) (S-1)
- Nivel de seguridad de vida (LS, por su siglas en inglés) (S-3)
- Nivel de prevención de colapso (CP, por sus siglas en inglés) (S-5)

Sin embargo, hace mención de 2 niveles intermedios, los cuales son:

- Nivel de daño estructural controlado (S-2)
- Nivel de seguridad estructural limitada (S-4)

La descripción de cada nivel de desempeño es básicamente la siguiente:

- Nivel de ocupación inmediata (S-1): Después del sismo, la estructura sufre daños muy limitados que no afectan a los elementos resistentes de forma significativa, su capacidad o rigidez, por lo cual el edificio puede funcionar en su totalidad...
- Nivel de daño estructural controlado (S-2): Definido como el nivel de daño entre la seguridad de vida y la ocupación inmediata. En este nivel, aunque no se presentan pérdidas de vidas humanas, tampoco se permite la ocupación inmediata, sin embargo, una vez identificados los daños se busca que la edificación continúe en operación.
- Nivel de seguridad de vida (S-3): Se define como el estado en el cual, la estructura tiene componentes dañados, pero mantiene cierto margen de seguridad ante el colapso.
- Nivel de seguridad estructural limitada (S-4): Definido como el nivel de daño entre la seguridad de vida y la prevención de colapso. Destinado a proveer una estructura que solo reúne lo necesario para la prevención al colapso, pero no garantiza un nivel que asegure mantener la vida.
- Nivel de prevención de colapso (S-5): Definido como el nivel de daño en el cual, la estructura tiene elementos resistentes con degradación de su resistencia y rigidez, pero continúa soportando cargas gravitacionales, sin embargo, está al borde del colapso parcial o total.

Existe además otro parámetro de desempeño, el cual no es necesariamente otro nivel, sin embargo, el reglamento lo clasifica como:

- No considerado (S-6): Corresponde a una evaluación de daños a elementos no estructurales.

De acuerdo a la tabla 9.6 del ASCE 41-13 se obtienen los parámetros de deformación para el análisis no lineal de estructuras de acero, obteniendo los valores indicados en la figura 54, la cual se muestra a continuación:

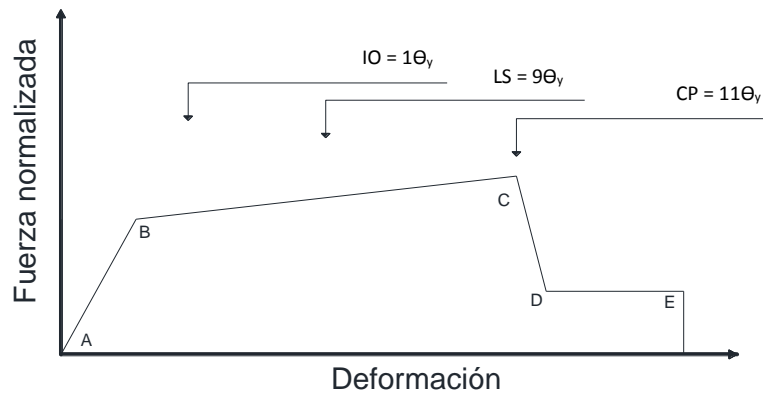


Figura 54 Modelo de la relación fuerza-deformación de acuerdo al ASCE 41-13  
Fuente: Elaboración propia.

### 4.3.- Definición de las propiedades de las articulaciones plásticas

Tomando los parámetros indicados por el ASCE 41-13 en la definición del modelo no lineal de las articulaciones plásticas, son asignadas las propiedades al programa utilizado (figura 55) para determinar el comportamiento plástico de los elementos resistentes que conforman la estructura.

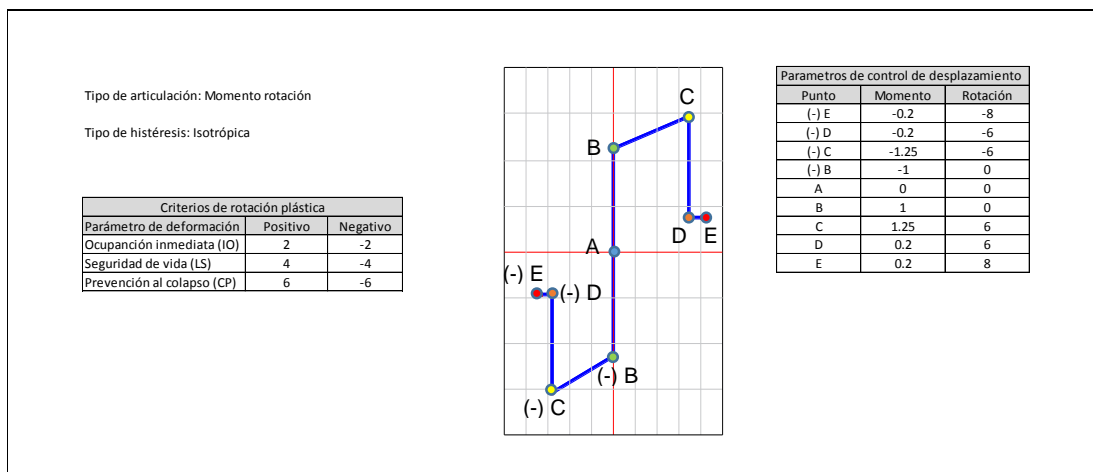


Figura 55 Parámetros de entrada del modelo de articulación plástica para alimentar el software utilizado

Fuente: Elaboración propia.

Los lugares definidos para la generación de articulaciones plásticas se localizan al 10% y 90% de la longitud de todos los elementos resistentes, tal y como se muestra en el marco C en la figura 56:

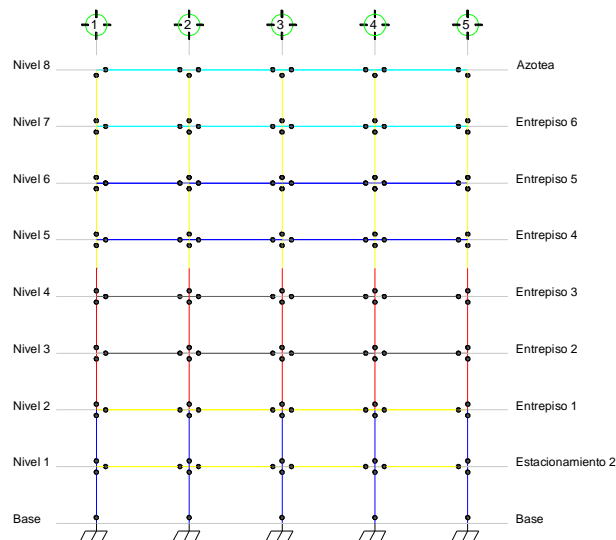


Figura 56 Definición de zonas probables de articulaciones plásticas en el marco C de la estructura analizada en este trabajo  
Fuente: Elaboración propia.

Las articulaciones plásticas en vigas y columnas están definidas de acuerdo al ASCE 41-13. Este análisis se llevó a cabo con el apoyo de un software comercial, en el cual se generaron el modelo y las acciones de diseño requeridas por el ASCE Standard 7-10 y ASCE 41-13.

#### 4.4.- Resultados y conclusiones del análisis no lineal estático (pushover)

El pushover se realizó en 31 pasos, en los cuales se identificó aparición de la primera articulación, identificada por el programa como la V14ART14, en el entrepiso 3 (ver figura 57), en el paso No. 9 con un cortante de 6989.22 kN y una distorsión del 1.24%:

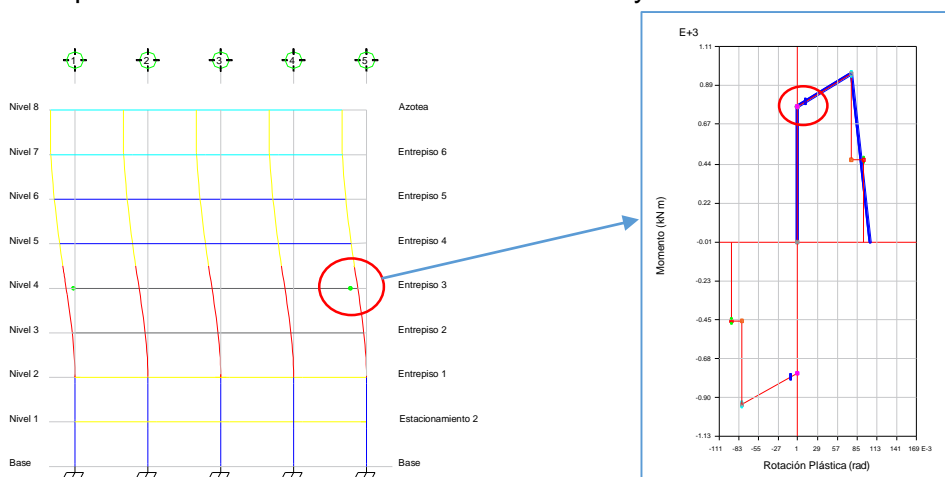


Figura 57 Aparición de la primera articulación plástica en la estructura, la cual se identifica con la nomenclatura V14ART14 por el programa utilizado.

Fuente: Elaboración propia.



Al continuar el incremento de la carga monotónica, se obtiene en el paso No. 16, la condición mostrada en la figura 58, con un cortante de 10048.98 kN y una distorsión de 2.57%, lo cual indica que, en ese paso, la estructura está desarrollando una ductilidad de 2.08:

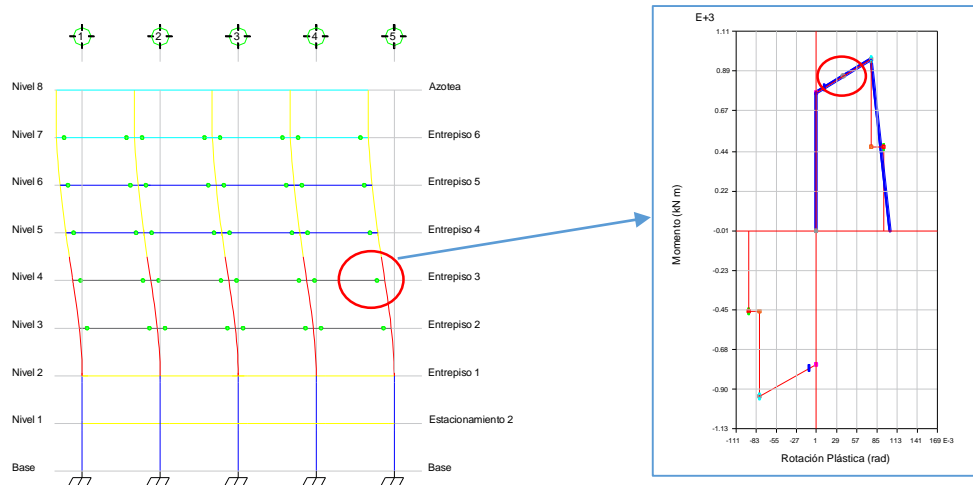


Figura 58 Comportamiento de la articulación V14ART14 al continuar el incremento del patrón de cargas sobre la estructura

Fuente: Elaboración propia.

Continuando con el incremento de la carga monotónica, se obtiene en el paso No. 24 la condición mostrada en la figura 59, con un cortante de 11191.35 kN y una distorsión de 3.69%, lo cual nos indica que en ese paso la estructura está desarrollando una ductilidad de 2.98:

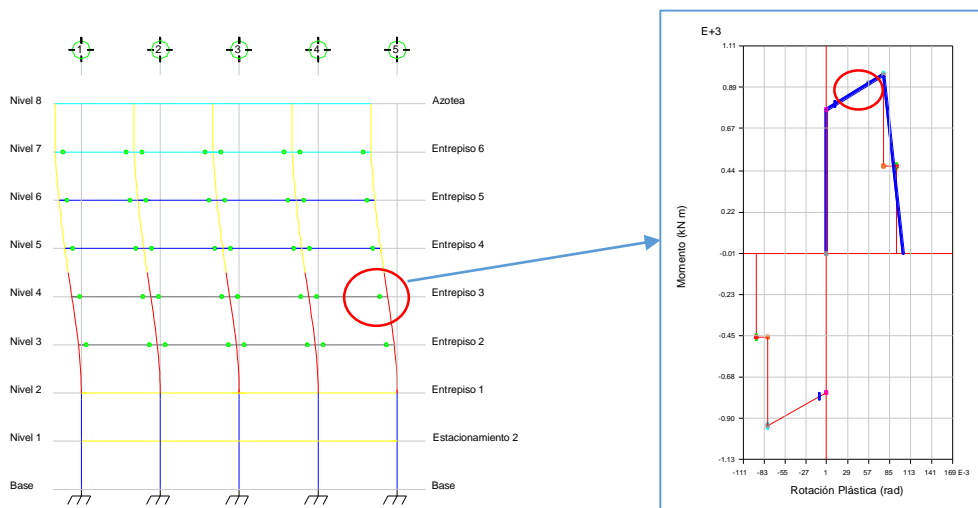


Figura 59 Seguimiento del comportamiento de la articulación inicial V14ART14

Fuente: Elaboración propia.

De igual manera, al continuar con el incremento de la carga monotónica, se obtiene en el paso No. 30 la condición mostrada en la figura 60, con un cortante de 12149.96 kN y una distorsión de 4.69%, lo cual nos indica que en ese paso la estructura está desarrollando una ductilidad de 3.79%, la cual es la máxima que puede desarrollar la estructura bajo esas condiciones de carga:

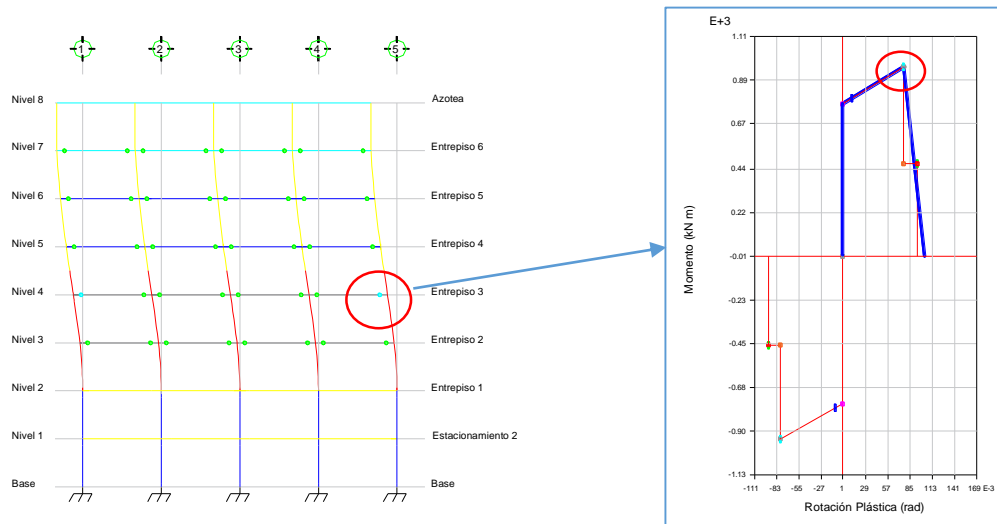


Figura 60 Comportamiento de la articulación V14ART14 en el paso que desarrolla su máxima capacidad  
Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, al seguir incrementando de la carga monotónica, se obtiene en el paso No. 31 la condición mostrada en la figura 61, en la cual la estructura pierde ya la capacidad, al presentarse también otras articulaciones en las mismas condiciones:

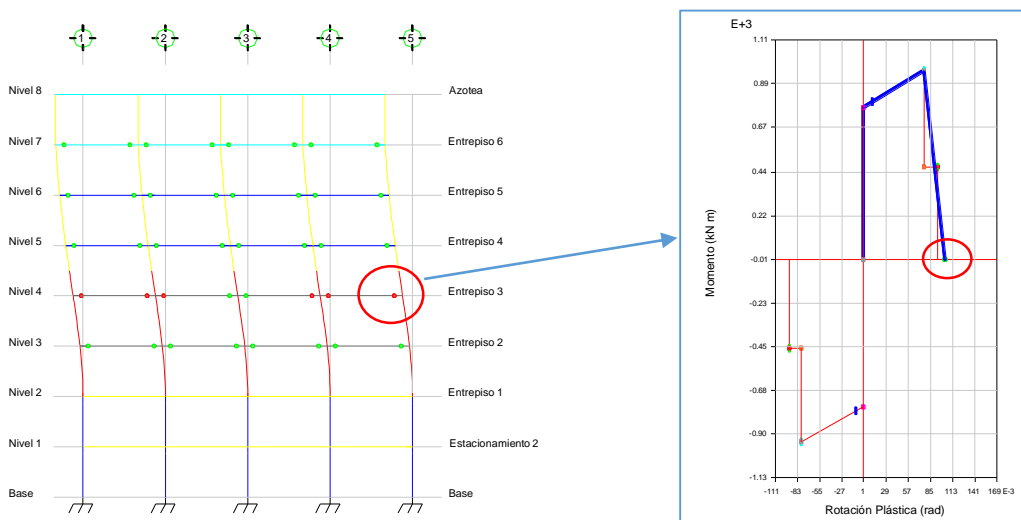


Figura 61 Comportamiento de la articulación V14ART14 ya con la pérdida por capacidad en el rango no lineal  
Fuente: Elaboración propia.



Se puede observar entonces en la curva demanda-capacidad como se alcanzan los diferentes valores tanto de cortante como de la distorsión que se va presentando al aplicar a la estructura el patrón de carga.

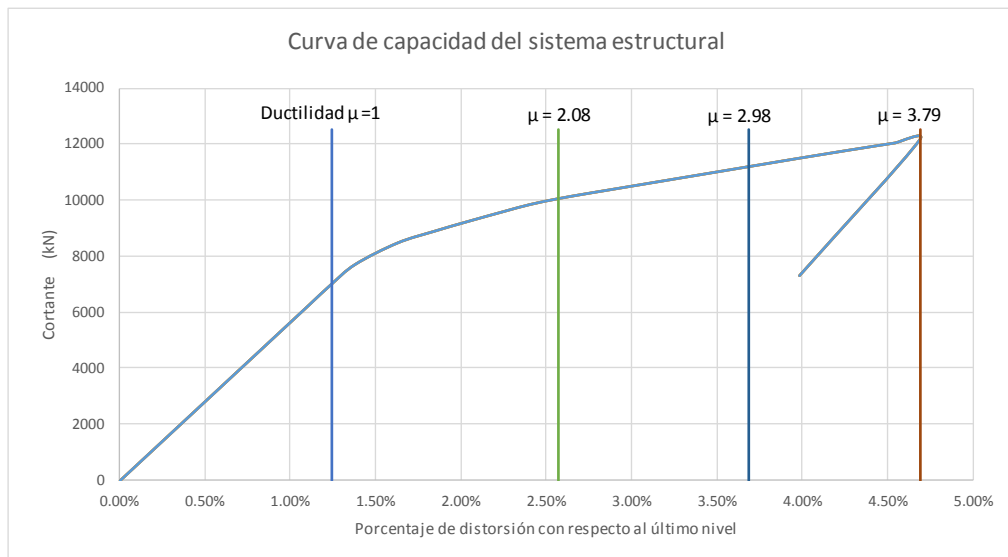


Figura 62 Curva de capacidad del sistema estructural, identificando la ductilidad en función del porcentaje de distorsión con respecto al nivel superior de la estructura

Fuente: Elaboración propia.

Del análisis anterior se pueden obtener entonces algunos datos útiles como son la sobrerresistencia ( $\Omega$ ), que en este caso es de 12.05 y la ductilidad global del sistema estructural la cual es del 3.79, además de poder observar el mecanismo de falla generado.

El mecanismo de falla se presenta cuando se desarrollan articulaciones plásticas en la base de las columnas de acero, representando un tipo ideal de mecanismo de falla, al no desarrollarse mecanismos locales en alguna conexión viga-columna.

Por lo que se concluye que el sistema estructural propuesto es adecuado en cuanto a potenciales mecanismos de falla.



# Capítulo 5

## Análisis no lineal dinámico (tiempo historia) de la estructura sin dispositivos aisladores de base



### 5.1.- Introducción

El ASCE Standard 7-10 en su apartado 21.1.1, menciona que, para realizar el análisis no lineal tiempo historia, es necesario utilizar por lo menos 5 registros de sismos que sean compatibles con la zona y tipo de donde se pretende realizar el proyecto. Por otra parte, el mismo reglamento, en su apartado 17.4.1, menciona que para hacer el análisis estructural de una edificación con aisladores de base, se puede utilizar el método estático de la carga equivalente para edificios de hasta 4 niveles o 19.80 m de altura sobre la interfaz de aisladores, sin embargo, para estructuras más altas, es necesario realizar un análisis dinámico, en este caso el tiempo-historia, el cual requiere utilizar por lo menos 5 registros sísmicos que sean compatibles con la zona y tipo de suelo donde se pretende desplantar le estructura en cuestión. En este caso, que la estructura tiene 6 niveles de altura sobre la interfaz de aisladores, se utilizan 5 registros, de los cuales 2 de ellos corresponden al sismo de Loma Prieta de 1989 y los 3 restantes al de Northridge de 1994, los cuales se localizaron al sur del estado de California EEUU, por lo que es congruente utilizarlos para el caso de estudio de este trabajo, en la figura 63, se muestra un acelerograma correspondiente al registro LP89G03 y otro del registro NR94CNP. Realizar el análisis tiempo-historia sin los aisladores de base, es necesario para poder tener congruencia al momento de comparar la respuesta de la estructura sometida al movimiento en la base debido a los registros antes mencionados con el modelo que cuenta con la interfaz de aisladores.

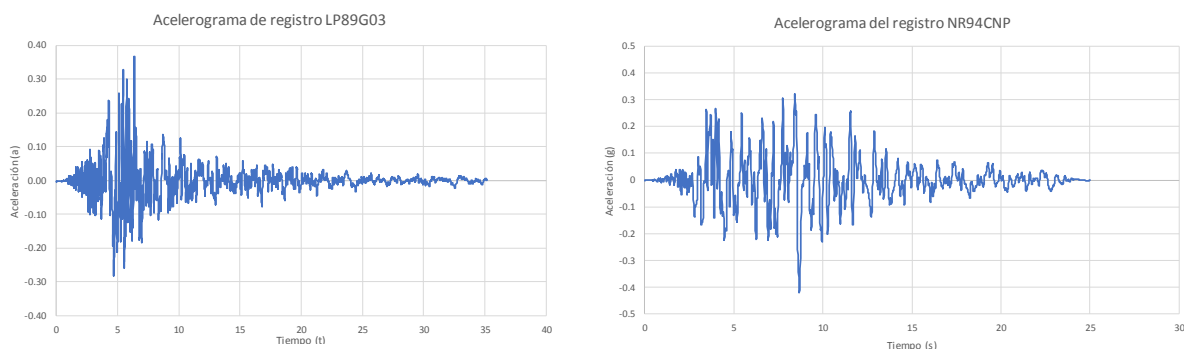


Figura 63 Acelerogramas de registros LP89G03 (izquierda) y de NR94CNP (derecha)

Fuente: Elaboración propia.

En este trabajo se presentan los resultados del análisis no lineal solo en el sentido X de la estructura, esto debido a que es en el cual se presentan las respuestas más desfavorables, sin embargo, eso no implica que no se hayan realizado, solo se omitieron por considerar que la información que se genera en el sentido Y, no es la que rige en el proceso de revisión.



### 5.2.- Análisis no lineal dinámico (tiempo historia)

La misma norma señalada en el apartado anterior, menciona que se necesita realizar 2 análisis para cada registro, uno para sismo de diseño (DE) y otro para sismo máximo considerado (MCE). Cabe mencionar que dichos registros se escalaron en función del espectro de respuesta y del sismo máximo considerado, utilizando el procedimiento desarrollado por Somerville (2003). Los factores de escala utilizados, se muestran en la tabla 12.

Registro (Lugar, año, estación)	Sismo de diseño (DE)	Sismo máximo considerado (MCE)
Loma Prieta, 1989, G03090	1.496	2.244
Loma Prieta, 1989, HSP000	0.947	1.421
Loma Prieta, 1989, CNP196	1.276	1.913
Northridge, 1994, STC180	0.888	1.331
Northridge, 1994, TAR360	1.091	1.637

Tabla 12 Registros utilizados para el análisis tiempo historia

Los factores de escala mostrados en la tabla 12, son los necesarios para obtener resultados congruentes con los parámetros del análisis dinámico no lineal, en el cual, la ordenada del acelerograma debe de ser multiplicada por la aceleración de la gravedad, además del factor de escala.

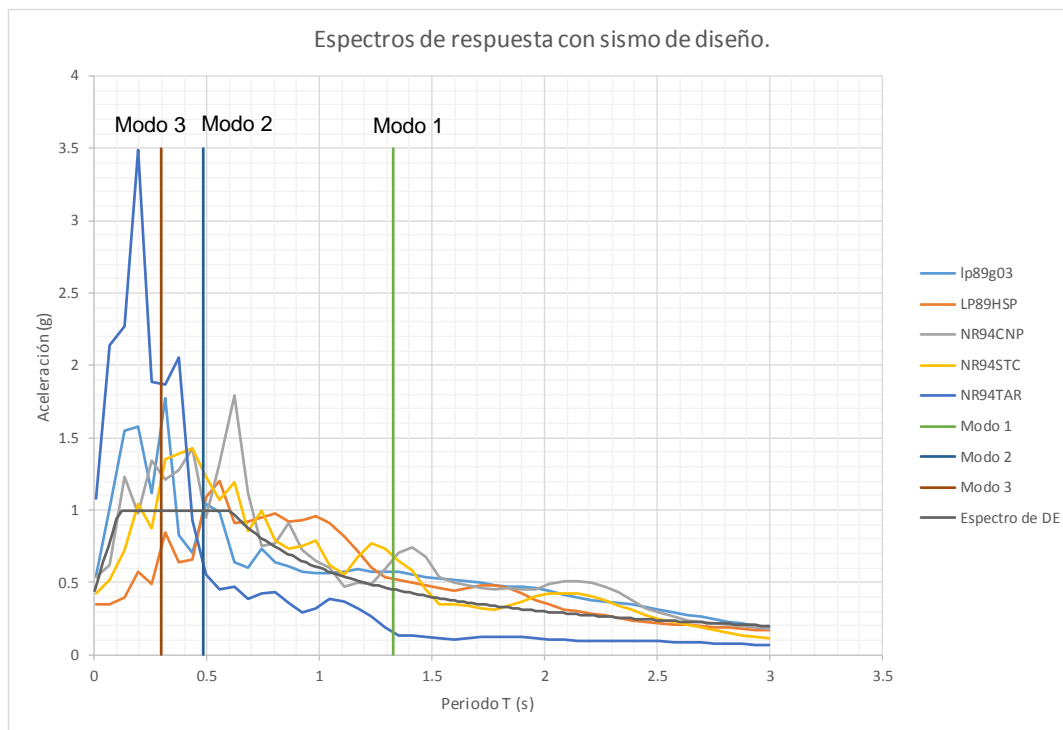


Figura 64 Espectros de respuesta a nivel de sismo de diseño (DE)  
Fuente: Elaboración propia.



En la gráfica de la figura 64, se pueden apreciar los espectros de respuesta para los registros escalados para sismo de diseño, empleados en el análisis tiempo historia, así mismo, puede identificarse el espectro de diseño para el ASCE Standard 7-10, donde para el primer modo de vibración el espectro de diseño tiene una magnitud aceptable con respecto al espectro de respuesta para los diferentes registros utilizados.

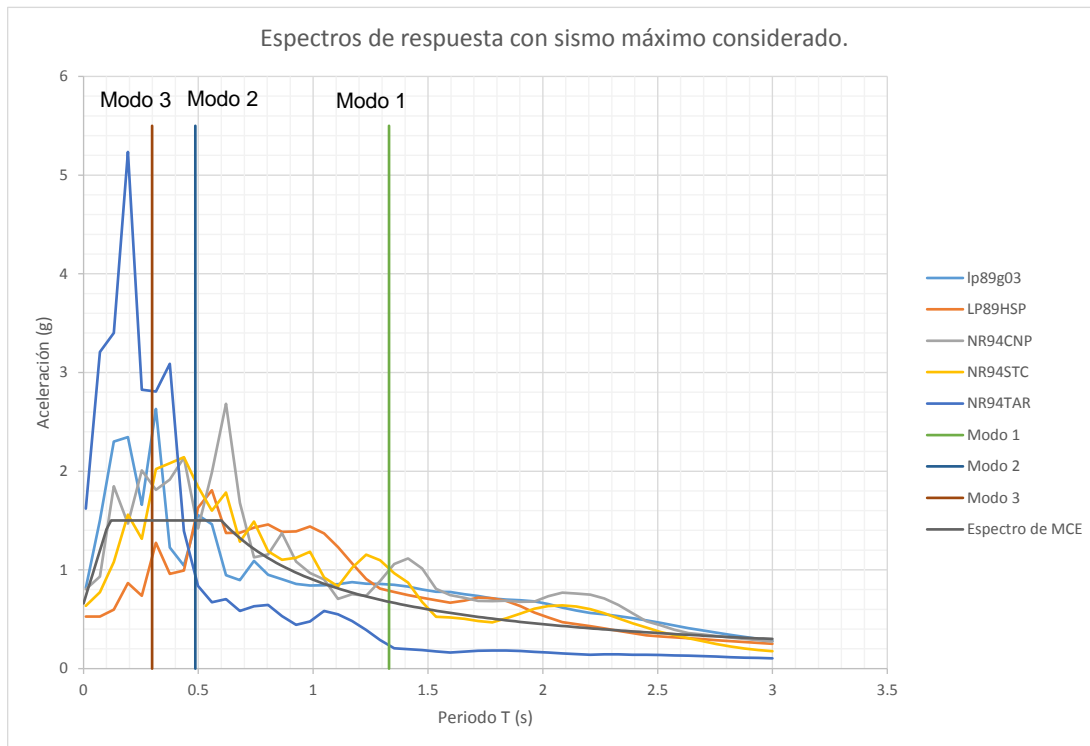


Figura 65 Espectros de respuesta a nivel de sismo máximo considerado (MCE)  
Fuente: Elaboración propia.

En la gráfica de la figura 65, se pueden apreciar los espectros de respuesta de los registros escalados para sismo máximo considerado, empleados en el análisis tiempo historia, así mismo, puede identificarse el espectro de diseño escalado también para sismo máximo considerado para el ASCE Standard 7-10.

### 5.3.- Revisión de distorsiones

El ASCE Standard 7-10, indica también que es necesario la revisión de las distorsiones de entrepiso, entendiéndose por distorsión como el cociente del desplazamiento relativo de entrepiso entre la altura del mismo, haciendo notar que los desplazamientos obtenidos del análisis deben ser afectados por el factor  $C_d$ , para tomar en cuenta la respuesta elástica como lo establece la norma. Estas distorsiones deben ser comparadas con la distorsión máxima permisible, la cual es la que se calculó para el método de la carga equivalente



incrementada en un 25%, haciendo un total de  $\Phi_{max} = 0.025$ , las distorsiones deben ser revisadas tanto para sismo de diseño como para sismo máximo considerado.

### 5.3.1.- Distorsiones en X para sismo de diseño

Las distorsiones para sismo de diseño en el sentido X, se muestran en las tablas 13 y 14, en donde además se observa que en ningún caso se excede del límite permisible de  $\Phi_{max} = 0.025$ .

Distorsiones positivas en X para sismo de diseño									
Nivel	LP89G03	LP89HSP	NR94CNP	NR94STC	NR94TAR	$\bar{X}$	$\sigma$	$\bar{X} + 1/2 \sigma$	$\bar{X} - 1/2 \sigma$
8	0.005593	0.003156	0.005937	0.003612	0.002643	0.004188	0.001328	0.004852	0.003524
7	0.009526	0.005251	0.009044	0.005676	0.001697	0.006239	0.002849	0.007663	0.004814
6	0.013726	0.007506	0.011122	0.007923	0.001850	0.008425	0.003992	0.010422	0.006429
5	0.016858	0.009324	0.009182	0.009614	0.003404	0.009676	0.004273	0.011813	0.007540
4	0.018023	0.010065	0.008508	0.010189	0.002608	0.009879	0.004924	0.012340	0.007417
3	0.015984	0.008887	0.008116	0.009164	0.002298	0.008890	0.004346	0.011063	0.006716
2	0.012280	0.006692	0.006669	0.007144	0.002426	0.007042	0.003131	0.008608	0.005477
1	0.006899	0.003699	0.003856	0.004029	0.001667	0.004030	0.001671	0.004865	0.003195

Tabla 13 Distorsiones positivas en X para sismo de diseño

Distorsiones negativas en X para sismo de diseño									
Nivel	LP89G03	LP89HSP	NR94CNP	NR94STC	NR94TAR	$\bar{X}$	$\sigma$	$\bar{X} + 1/2 \sigma$	$\bar{X} - 1/2 \sigma$
8	0.005549	0.002499	0.003856	0.005308	0.001815	0.003805	0.001481	0.004546	0.003065
7	0.009261	0.004130	0.005963	0.008391	0.000614	0.005672	0.003109	0.007226	0.004117
6	0.013087	0.005796	0.005301	0.011035	0.001612	0.007366	0.004148	0.009440	0.005292
5	0.015377	0.007084	0.007559	0.012343	0.003413	0.009155	0.004211	0.011261	0.007050
4	0.016896	0.007630	0.008710	0.010783	0.001797	0.009163	0.004883	0.011605	0.006721
3	0.014913	0.006846	0.007860	0.009245	0.002591	0.008291	0.003988	0.010285	0.006297
2	0.011067	0.005347	0.006133	0.007190	0.003182	0.006584	0.002599	0.007883	0.005284
1	0.006233	0.003027	0.003491	0.004085	0.002224	0.003812	0.001355	0.004490	0.003135

Tabla 14 Distorsiones negativas en X para sismo de diseño

En la gráfica de la figura 66, se puede observar que las distorsiones mayores se presentan los primeros dos niveles, que son los que corresponden a la estructura de concreto, lo cual es congruente ya que en la estructura de acero se vieron incrementadas las secciones transversales de los elementos resistentes para incrementar la rigidez global, como solución a los desplazamientos que se presentaban en la estructura inicialmente propuesta.

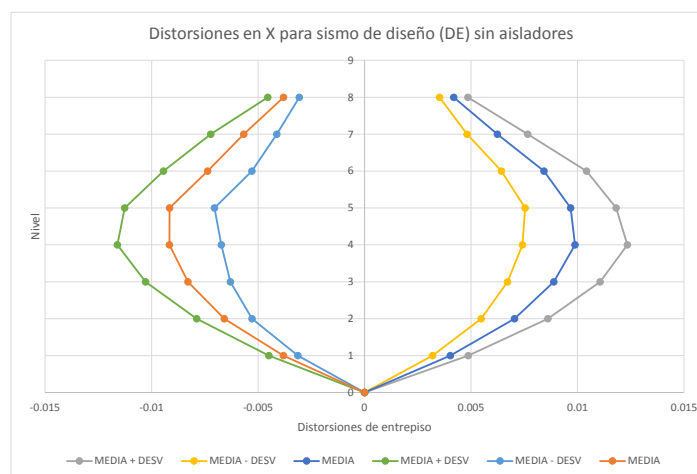


Figura 66 Perfil de distorsiones en X para sismo de diseño  
Fuente: Elaboración propia.



5.3.2.- Distorsiones en X para sismo máximo considerado

Las distorsiones para sismo máximo considerado en el sentido X, se muestran en las tablas 15 y 16, en donde además se observa que en ningún caso se excede del límite permisible de  $\Phi_{max} = 0.025$ .

Distorsiones positivas en X para sismo máximo considerado									
Nivel	LP89G03	LP89HSP	NR94CNP	NR94STC	NR94TAR	$\bar{X}$	$\sigma$	$\bar{X} + 1/2 \sigma$	$\bar{X} - 1/2 \sigma$
8	0.0083875	0.00473764	0.00890083	0.00541292	0.00396611	0.006281	0.001989729	0.00727586	0.00528614
7	0.01428931	0.00788028	0.01355903	0.00850667	0.00254681	0.009356417	0.004272404	0.01149262	0.00722021
6	0.02058986	0.01126125	0.01667569	0.01187694	0.00277597	0.012635944	0.005987809	0.01562985	0.00964204
5	0.02528472	0.01399139	0.01376528	0.01441153	0.00510583	0.01451175	0.006408841	0.01771617	0.01130733
4	0.02703556	0.01510208	0.01275389	0.01527167	0.00391417	0.014815472	0.007385246	0.0185081	0.01112285
3	0.02397694	0.01333597	0.01216875	0.01373472	0.00344819	0.013332917	0.006519506	0.01659267	0.01007316
2	0.01841889	0.01004056	0.00999778	0.01070819	0.00363917	0.010560917	0.004696125	0.01290898	0.00821285
1	0.01034917	0.00555042	0.00578111	0.00603778	0.00250097	0.006043889	0.002506004	0.00729689	0.00479089

Tabla 15 Distorsiones positivas en X para sismo máximo considerado

Distorsiones negativas en X para sismo máximo considerado									
Nivel	LP89G03	LP89HSP	NR94CNP	NR94STC	NR94TAR	$\bar{X}$	$\sigma$	$\bar{X} + 1/2 \sigma$	$\bar{X} - 1/2 \sigma$
8	0.00832333	0.00375069	0.00578111	0.00795514	0.00272403	0.005706861	0.002219463	0.00681659	0.00459713
7	0.01389056	0.00619667	0.00894056	0.01257972	0.00092125	0.00850575	0.004661308	0.0108364	0.0061751
6	0.01963194	0.00869611	0.0079475	0.01653819	0.00241847	0.011046444	0.006219961	0.01415642	0.00793646
5	0.02306486	0.01063028	0.01133306	0.01850139	0.00512264	0.013730444	0.006314207	0.01688755	0.01057334
4	0.02534431	0.01144764	0.01305792	0.01616083	0.00269653	0.013741444	0.007323917	0.0174034	0.01007949
3	0.02236819	0.01027278	0.01178375	0.01385847	0.00388514	0.012433667	0.005981539	0.01542444	0.0094429
2	0.01660236	0.00802389	0.00919417	0.01077542	0.00477736	0.009874639	0.003897286	0.01182328	0.007926
1	0.00934847	0.00454208	0.00523417	0.00612333	0.00333667	0.005716944	0.002031366	0.00673263	0.00470126

Tabla 16 Distorsiones negativas en X para sismo máximo considerado

En la gráfica de la figura 67, se puede observar al igual que para sismo de diseño, que las distorsiones mayores se presentan los primeros dos niveles, que son los que corresponden a la estructura de concreto, lo cual es congruente por las razones anteriormente expuestas.

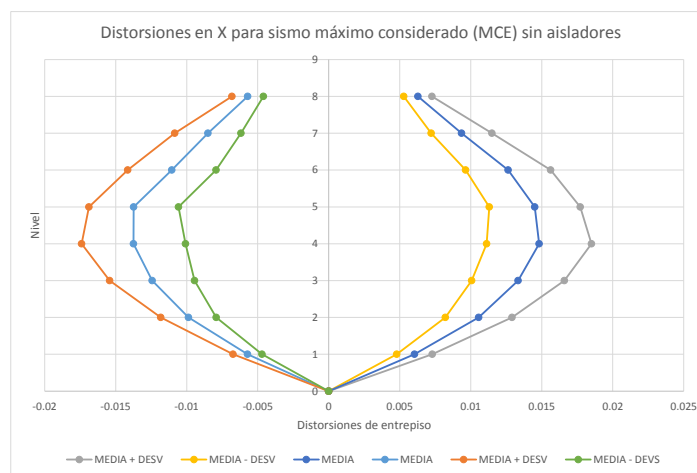


Figura 67 Perfil de distorsiones en X para sismo máximo considerado.

Fuente: Elaboración propia.



### 5.4.- Revisión de fuerzas cortantes

Un parámetro para la revisión de la estructura al ser analizada mediante el método dinámico no lineal tiempo historia, es la comparación de las fuerzas cortantes producidas por los acelerogramas inducidos a la estructura contra las fuerzas cortantes de diseño, que son en este caso, las calculadas en el capítulo 3 de este trabajo.

#### 5.4.1.- Fuerzas cortantes en X por sismo de diseño

En la figura 68 se puede observar la demanda de cortante para cada registro a nivel de sismo de diseño, mientras que en la figura 69 se puede observar el porcentaje de demanda de cortante para los mismos registros inducidos a la estructura con respecto a la respuesta máxima.

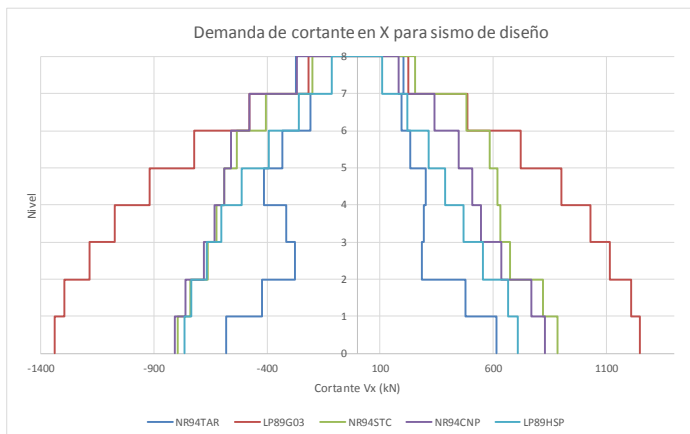


Figura 68 Demanda de fuerza cortante a nivel de sismo de diseño.  
Fuente: Elaboración propia.

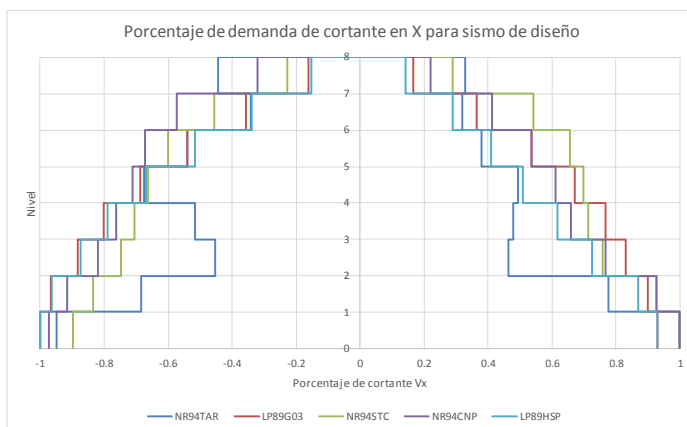


Figura 69 Porcentajes de demanda de cortante a nivel de sismo de diseño.  
Fuente: Elaboración propia.



En la figura 70, se muestra el promedio de la demanda de cortante para cada uno de los registros inducidos al modelo de la estructura a nivel de sismo de diseño, mientras que en la figura 71, se muestran los porcentajes de demanda debido a los mismos registros, en ambas gráficas se presentan además de los valores promedio, los correspondientes a las demandas más y menos una desviación estándar para de esa manera tener un intervalo de valores más amplio de posibilidades de demanda sobre la estructura.

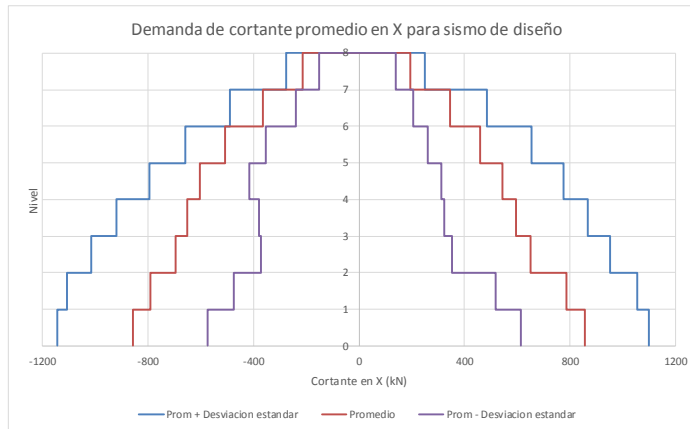


Figura 70 Promedio de fuerza cortante a nivel de sismo de diseño.  
Fuente: Elaboración propia.

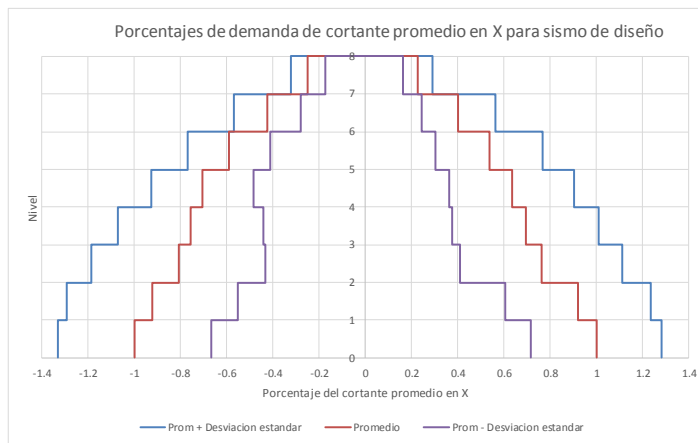


Figura 71 Porcentajes de demanda de cortante promedio a nivel de sismo de diseño.  
Fuente: Elaboración propia.



5.4.2.- Fuerzas cortantes en X por sismo máximo considerado

En la figura 72 se puede observar la demanda de cortante para cada registro a nivel de sismo máximo considerado, mientras que en la figura 73 se puede observar el porcentaje de demanda de cortante para los mismos registros inducidos a la estructura con respecto a la respuesta máxima.

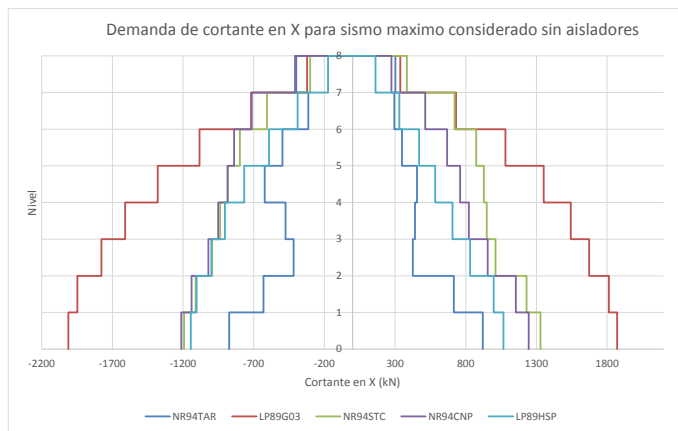


Figura 72 Demanda de fuerza cortante a nivel de sismo máximo considerado para cada registro.  
Fuente: Elaboración propia.

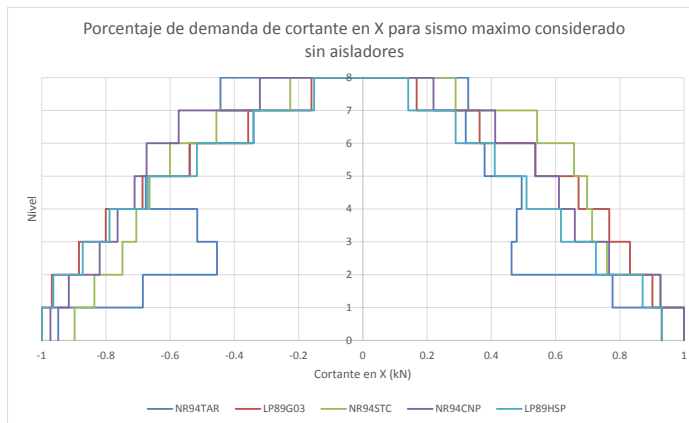


Figura 73 Porcentajes de demanda de cortante a nivel de sismo máximo considerado para cada registro.  
Fuente: Elaboración propia.



En la figura 74, se muestra el promedio de la demanda de cortante para cada uno de los registros inducidos al modelo de la estructura a nivel de sismo máximo considerado, mientras que en la figura 75, se muestran los porcentajes de demanda debido a los mismos registros, en ambas gráficas se presentan además de los valores promedio, los correspondientes a las demandas más y menos una desviación estándar para de esa manera tener un intervalo de valores más amplio de posibilidades de demanda sobre la estructura.

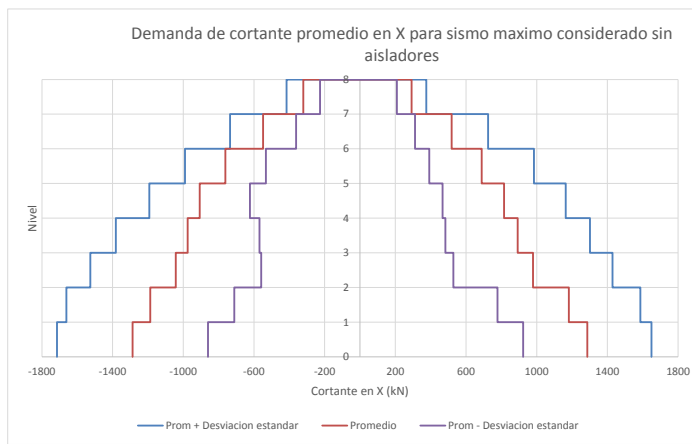


Figura 74 Promedio de fuerza cortante a nivel de sismo máximo considerado.  
Fuente: Elaboración propia.

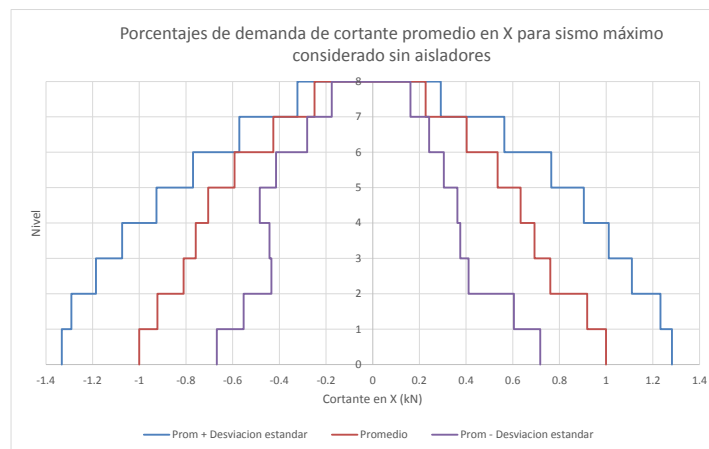


Figura 75 Porcentajes de demanda de cortante promedio a nivel de sismo máximo considerado.  
Fuente: Elaboración propia.



### 5.5.- Resultados y conclusiones del análisis no lineal dinámico (tiempo historia) de la estructura sin aisladores

Una vez obtenida la respuesta de la estructura ante el sismo de diseño y el sismo máximo considerado para los diferentes registros, se puede concluir que:

- Las distorsiones máximas de entrepiso calculadas para el modelo tridimensional de la estructura, para ambos casos son menores que los permitidos por la norma empleada.
- Ya que la estructura se encuentra sobrediseñada debido al incremento de las secciones utilizadas para el control de desplazamientos, no aparecen articulaciones plásticas al inducir en el modelo, alguno de los registros utilizados en el análisis dinámico no lineal tiempo historia, por lo cual, es innecesario presentar los resultados de las rotaciones plásticas debido a los valores mínimos que presentan.
- Las demanda de las fuerzas cortantes para los diferentes registros, se encuentran dentro de un rango aceptable ya que son menores que las de diseño.



# Capítulo 6

## Diseño de los dispositivos aisladores de base

### 6.1.- Introducción

Los sistemas de control estructural a base de aisladores de base tienen como finalidad desacoplar el movimiento por debajo de la interfaz de aisladores con la que se encuentra por encima de esta, minimizando así, la cantidad de energía inducida a la estructura y reduciendo las demandas por solicitaciones sísmicas. De esta manera, al desacoplar las partes de la estructura se modifica el periodo fundamental de la misma alargándolo y por lo consiguiente sacándola de la zona de aceleraciones normalmente más altas del espectro de diseño y por ende, reduciendo las fuerzas de inercia producidas por las masas en cada nivel del edificio aislado (Lluhen, 2011).

El tipo de aislador a utilizar en este trabajo es el de núcleo de plomo (LRB). La obtención de las propiedades mecánicas de los aisladores en este caso de estudio, se hace apegándose al modelo histerético bilineal ya que en este tipo de modelo no influye la velocidad sobre las propiedades dinámicas de los mismos (Lluhen, 2011).

### 6.2.- Modelo bilineal del aislador

El modelo bilineal caracteriza de manera adecuada las propiedades de los aisladores ya sean elastoméricos o de fricción. Para determinar los parámetros del modelo, deben definirse ciertos valores mediante algunas ecuaciones, mientras que otros valores, específicamente la rigidez vertical y el amortiguamiento efectivo deben proponerse como datos iniciales. La figura 76 muestra los parámetros necesarios para la definición del aislador. Posteriormente se lleva a cabo la definición de un tipo de aislador con las características para el sismo de diseño.

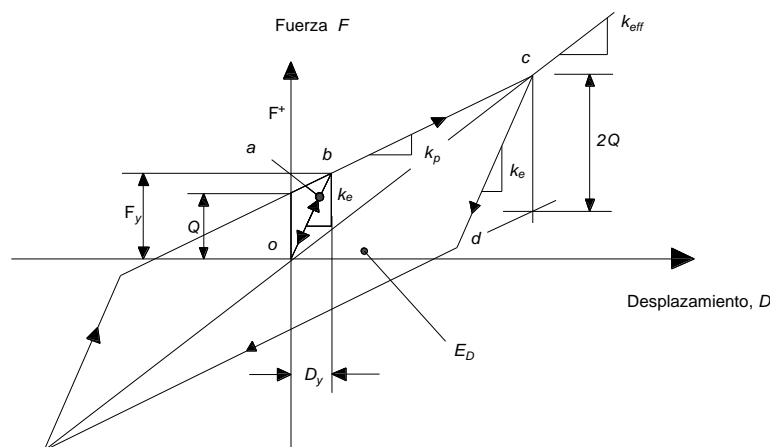
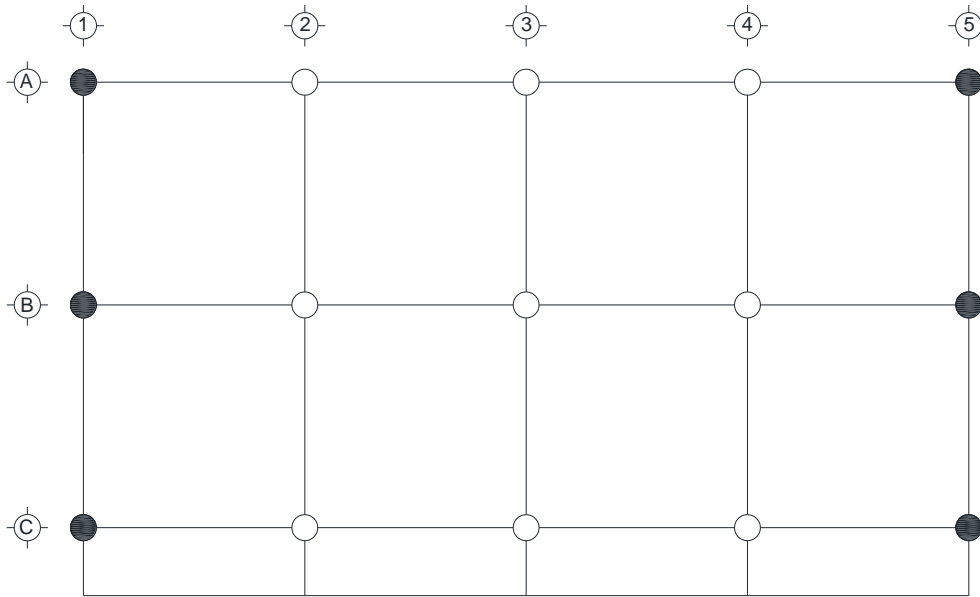


Figura 76 Gráfica de características dinámicas del aislador elastomérico con núcleo de plomo.



Debido a que existe una diferencia considerable en la carga axial aplicada en algunos aisladores, se dimensionaron dos diferentes tipos en la interfaz como se indica en la figura 77.



- Aislador Tipo I. Elastomérico con núcleo de Plomo
- Aislador Tipo II. Elastomérico con núcleo de Plomo

Figura 77 Planta de ubicación de los diferentes tipos de aisladores en la interfaz colocada entre la estructura de concreto reforzado y la de acero estructural.

Fuente: Elaboración propia.

La carga sobre los aisladores se muestra en la tabla 17, donde se indica la localización del apoyo en planta, así como la carga

Relación de apoyos			
Apoyo	Posición	P (kN)	Pmax (kN)
B-2	Central	1326.5045	1338.156
B-3	Central	1338.156	
B-4	Central	1326.7089	
A-2	Orilla-X	1171.1774	
A-3	Orilla-X	1158.0033	
A-4	Orilla-X	1171.0298	
C-2	Orilla-X	1233.6246	
C-3	Orilla-X	1221.7415	811.6624
C-4	Orilla-X	1233.5662	
A-1	Esquina	662.0932	
A-5	Esquina	662.1201	
B-1	Orilla-Y	811.6624	
B-5	Orilla Y	811.6347	
C-1	Esquina	701.9461	
C-5	Esquina	701.9365	

Tabla 17 Carga sobre cada uno de los aisladores propuestos



### 6.3.- Descripción del diseño del aislador elastomérico con núcleo de plomo (Tipo I)

A continuación se describen los pasos para el cálculo de un aislador elastomérico de núcleo de plomo para sismo de diseño, en el Anexo B, se presenta el diseño a detalle de los 2 tipos de aisladores, tanto para sismo de diseño como para sismo máximo considerado.

1.- El primer paso es el cálculo del desplazamiento de diseño del aislador proponiendo un periodo del sistema con aisladores de 2s y un amortiguamiento del 15% por medio de la ecuación 22.

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \left(\frac{S_{D1} T_D}{B_D}\right) \quad \text{Ecuación (22)}$$

$B_D$  se determina por medio de la ecuación 23.

$$B_D = \frac{1}{[0.25[1-\ln 0.15]]} \quad \text{Ecuación (23)}$$

Donde:

$T_D$  = Periodo del sistema con aisladores = 2.0s

$S_{D1}$  = Coeficientes espectrales = 0.60

$B_D$  = Factor de reducción de rigidez

2.- El cálculo de la rigidez horizontal del aislador se determinará por medio de la ecuación 24 tomando en cuenta el peso que sostiene una columna "W".

$$K_H = \left(\frac{W}{g}\right) \left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2 \quad \text{Ecuación (24)}$$

Donde:

$K_H$  = Rigidez Horizontal

$S_{D1}$  = Coeficientes espectrales = 0.60

$B_D$  = Factor de reducción de rigidez

3.- La energía total disipada por ciclo será calculada dependiendo la rigidez efectiva del aislador, el desplazamiento de diseño y el amortiguamiento efectivo por medio de la ecuación 25.

$$W_D = 2\pi K_{eff} D^2 B_{eff} \quad \text{Ecuación (25)}$$



Considerando los siguientes parámetros para “Q” y para “K<sub>r</sub>” para un aislador con núcleo de plomo se tienen las siguientes ecuaciones.

$$K_{eff} = K_p + \frac{Q}{D} \quad \text{Ecuación (26)}$$

$$W_D = 4Q - (D - D_y) \quad \text{Ecuación (27)}$$

$$D_y = \frac{Q}{K_e - K_p} \quad \text{Ecuación (28)}$$

Donde:

K<sub>p</sub> = Rigidez horizontal.

Q = Fuerza característica.

D<sub>y</sub> = desplazamiento de fluencia.

K<sub>1</sub> = Rigidez elástica.

Despreciando de inicio el desplazamiento de fluencia “D<sub>y</sub>”, se obtiene un valor aproximado de “Q” con la ecuación 29:

$$Q = \frac{W_D}{4D} \quad \text{Ecuación (29)}$$

Despejando de la ecuación 26 el valor de “K<sub>p</sub>” se obtiene que:

$$K_p = K_{eff} - \frac{Q}{D}$$

Enseguida se recalcula el valor de la fuerza característica “Q”:

$$Q = \frac{W_D}{4D}$$

4.- El cálculo del área de plomo del aislador será calculada por la ecuación 30, proponiendo los diámetros del aislador y del núcleo.

$$A_p = \frac{Q_d}{f_{py}} \quad \text{Ecuación (30)}$$



Donde:

$A_p$  = Área de plomo necesaria.

$Q_d$  = Fuerza característica.

$f_{py}$  = Esfuerzo de fluencia de plomo.

5.- La rigidez del caucho del aislador se determina por medio de la ecuación 31.

$$K_p = K_H - \frac{Q}{D} \quad \text{Ecuación (31)}$$

6.- Para el cálculo del área de soporte del aislador utilizaremos la ecuación 32 y se propone utilizar un caucho con un módulo de elasticidad de 700 kPa. y las capas necesarias de caucho de un espesor determinado, para así obtener un espesor “ $t_r$ ”.

$$A_{sop} = \frac{t_r K_p}{G} \quad \text{Ecuación (32)}$$

Donde:

$G = 700$  kPa

$K_p$  = Rigidez del caucho

Para determinar si el área del soporte es la correcta, se necesita comparar el área propuesta con anterioridad y el área de soporte del aislador, con el fin de que la primera área sea mayor que la segunda respectivamente.

7.- Ya que tenemos las dimensiones del soporte del aislador se continúa con el cálculo de la rigidez y amortiguamiento del dispositivo.

Despejando de la fórmula 32 se tiene:

$$K_p = \frac{A_{sop} G}{t_r}$$

Una vez obteniendo la rigidez con los datos anteriores, se procede a recalcular la rigidez efectiva, la energía disipada y el amortiguamiento.

$$K_{eff} = K_p + \frac{Q}{D}$$



Energía disipada:

$$W_D = 4Q(D - D_y) \quad \text{Ecuación (33)}$$

Amortiguamiento:

$$\beta = \frac{W_D}{2\pi K_{eff} D^2} \quad \text{Ecuación (34)}$$

8.- El cálculo total se determina por medio de la ecuación 35:

$$D_{TD} = D_D \left( 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \quad \text{Ecuación (35)}$$

Donde:

d = La mayor dimensión del edificio en planta

b = La menor dimensión del edificio en planta

y = Distancia perpendicular a la carga sísmica entre el centro de rigidez de sistema de aislación y el elemento de interés

e = Excentricidad

6.3.- Diseño del aislador elastomérico con núcleo de plomo (Tipo I)

1.- El primer paso es el cálculo del desplazamiento de diseño del aislador proponiendo un periodo del sistema con aisladores de 2s y un amortiguamiento del 15% por medio de la ecuación 22

$$D_D = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \left( \frac{S_{D1} T_D}{B_D} \right)$$

$B_D$  se determina por medio de la siguiente ecuación.

$$B_D = \frac{1}{[0.25[1 - \ln 0.15]]}$$

Donde:

$T_D$  = Periodo del sistema con aisladores = 2.0s



$S_{D1}$  = Coeficientes espectrales = 0.60

$B_D$  = Factor de reducción de rigidez

$$B_D = \frac{1}{[0.25[1-\ln 0.15]]} = 1.381$$

$$D_D = \left( \frac{9.81 \frac{m}{s^2}}{4\pi^2} \right) \left( \frac{0.60(2.00)}{1.381} \right) = 0.22 \text{ m}$$

2.- El cálculo de la rigidez horizontal del aislador se determinará por medio de la siguiente ecuación, tomando en cuenta el peso que sostiene 1 columna "W".

$$K_H = \left( \frac{W}{g} \right) \left( \frac{2\pi}{T_D} \right)^2$$

Donde:

$K_H$  = Rigidez Horizontal

$S_{D1}$  = Coeficientes espectrales = 0.60

$B_D$  = Factor de reducción de rigidez

$$K_H = \left( \frac{1,338.16 \text{ kN}}{9.81 \frac{m}{s^2}} \right) \left( \frac{2\pi}{2} \right)^2 = 1,346.29 \text{ kN/m}$$

3.- La energía total disipada por ciclo será calculada dependiendo la rigidez efectiva del aislador, el desplazamiento de diseño y el amortiguamiento efectivo por medio de la siguiente ecuación:

$$W_D = 2\pi K_{eff} D^2 B_{eff}$$

$$W_D = 2\pi \left( 1,346.29 \frac{kN}{m} \right) (0.22m)^2 (0.15) = 59.04 \text{ kN/m}$$

Considerando los siguientes parámetros para "Q" y para "K<sub>r</sub>" para un aislador con núcleo de plomo se tienen las siguientes ecuaciones:

$$K_{eff} = K_p + \frac{Q}{D}$$

$$W_D = 4Q - (D - D_y)$$



$$D_y = \frac{Q}{K_e - K_p}$$

Donde:

$K_p$  = Rigidez horizontal.

$Q$  = Fuerza característica.

$D_y$  = desplazamiento de fluencia.

$K_1$  = Rigidez elástica.

Despreciando de inicio el desplazamiento de fluencia “ $D_y$ ”, se obtiene un valor aproximado de “ $Q$ ” con la siguiente ecuación.

$$Q = \frac{W_D}{4D}$$

$$Q = \frac{59.04 \frac{kN}{m}}{4(0.22m)} = 68.42 \text{ kN}$$

Despejando de la ecuación 26 el valor de “ $K_p$ ” se obtiene que:

$$K_p = K_{eff} - \frac{Q}{D}$$

$$K_p = \left( 1,346.29 \frac{kN}{m} \right) - \left( \frac{68.42 \text{ kN}}{0.22 \text{ m}} \right) = 1,029.08 \text{ kN/m}$$

Enseguida se recalcula el valor de la fuerza característica “ $Q$ ”:

$$D_y = \frac{68.42 \text{ kN}}{10,290.75 \frac{kN}{m} - 1,029.08 \frac{kN}{m}} = 0.00739 \text{ m}$$

$$Q = \frac{59.04 \frac{kN}{m}}{4(.22 \text{ m} - .00739 \text{ m})} = 70.85 \text{ kN}$$

4.- Cálculo del área de plomo del aislador.

$$A_p = \frac{Q_d}{f_{py}}$$





No. capas<sub>sop</sub> = 25.00

$$t_r = 25 * 0.012 \text{ m} = 0.30 \text{ m}$$

$$A_{sop} = \frac{(0.30 \text{ m})(1,017.83 \frac{\text{kN}}{\text{m}})}{700 \text{ kPa}} = 0.436211 \text{ m}^2$$

Dado que se propuso un diámetro del aislador de  $0.75 \text{ m}$  con un área de  $0.44178 \text{ m}^2$  se puede decir que el espesor del caucho y el área del aislador cumplen con lo requerido.

7.- Cálculo de la rigidez y amortiguamiento del soporte.

Despejando de la fórmula 32 se tiene:

$$K_p = \frac{A_{sop} G}{t_r}$$

$$K_p = \frac{(0.44178 \text{ m}^2)(700 \text{ kPa})}{0.30 \text{ m}} = 1,030.84 \text{ kN/m}$$

Recalculando la rigidez efectiva se tiene:

$$K_{eff} = 1,030.84 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + \frac{70.85 \text{ kN}}{0.22 \text{ m}} = 1,359.30 \text{ kN/m.}$$

Recalculando la energía disipada:

$$W_D = 4Q(D - D_y)$$

$$W_D = 4(70.85 \text{ kN})(0.022 \text{ m} - 0.00739) = 59.04 \text{ kN.}$$

Recalculando el amortiguamiento:

$$\beta = \frac{W_D}{2\pi K_{eff} D^2}$$

$$\beta = \frac{59.04 \text{ kN}}{2\pi(1,359.30 \frac{\text{kN}}{\text{m}})(0.22\text{m}^2)} = 14.86\%$$

8.- Cálculo del desplazamiento total.

$$D_{TD} = D_D \left( 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right)$$



Donde:

$d$  = La mayor dimensión del edificio en planta.

$b$  = La menor dimensión del edificio en planta.

$y$  = Distancia perpendicular a la carga sísmica entre el centro de rigidez de sistema de aislación y el elemento de interés.

$e$  = Excentricidad.

$$D_{TD} = 0.22 \text{ m} \left( 1 + 5.90m \left( \frac{12(0.69 \text{ m})}{139.24^2 + 556.96^2} \right) \right)$$

$$D_{TD} = 0.22 \text{ m.}$$

Datos Finales de Diseño.	
$K_{eff} =$	1,359.30 kN/m
$K_e =$	10,308.35 kN/m
$F_y =$	78.47 kN
$Q =$	70.85 kN
$D_y =$	0.00739 m
$K_p =$	1,030.84 kN/m

Tabla 18 Datos finales del aislador "Tipo I", para sismo de diseño

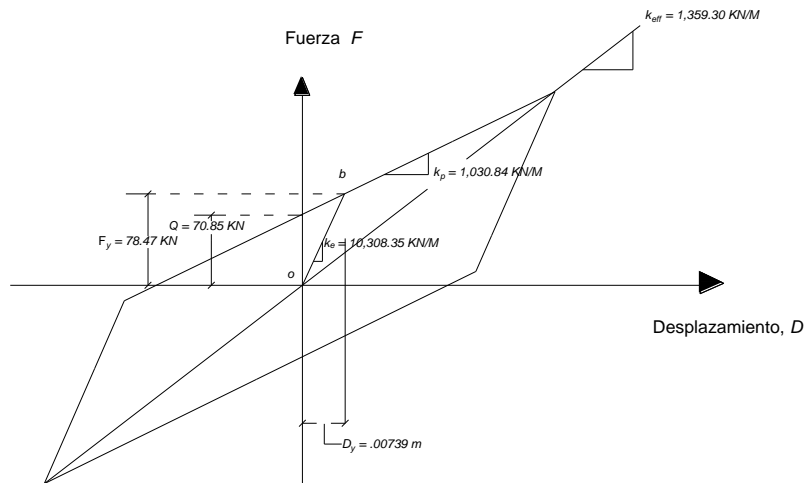


Figura 78 Características mecánicas del aislador "Tipo I".

Fuente: Elaboración propia.



# Capítulo 7

## Análisis no lineal dinámico (tiempo historia) de la estructura con interfaz de dispositivos aisladores de base



### 7.1.- Introducción

Como se menciona en el apartado 5.1 de este trabajo, para llevar a cabo el análisis no lineal al utilizar aisladores de base de acuerdo al apartado 17.4.1 del ASCE Standard 7-10, puede usarse de forma general el método tiempo historia para cualquier tipo de estructura, por lo cual, al igual que en el capítulo 5 de este trabajo, ahora se analiza la estructura con el mismo método incluyendo en este análisis la interfaz de aisladores de base entre la estructura de concreto y la de acero para hacer congruentes las comparaciones entre las respuestas de las estructuras en cuestión ante los mismos registros y condiciones de carga, tanto para sismo de diseño como para sismo máximo considerado y así determinar si es o no favorable el uso de los aisladores de base con las características y ubicaciones descritas en el capítulo anterior.

### 7.2.- Análisis no lineal dinámico (tiempo historia)

El modelo para el análisis no lineal en esta etapa, cuenta con las mismas características tanto de los elementos resistentes, como de las articulaciones y su localización utilizadas en el análisis no lineal estático (pushover) descritas en el capítulo 4 de este trabajo, sin embargo, se añade al modelo una interfaz con dos tipos de aisladores de base entre la estructura de concreto reforzado y la de acero estructural distribuidos como se indica en la figura 77. Una vez terminado el modelo, se le aplican los mismos registros utilizados en el capítulo 5, tanto para sismo de diseño como para sismo máximo esperado.

### 7.3.- Revisión de distorsiones

La obtención de las distorsiones en esta etapa se lleva a cabo con el mismo procedimiento que se obtuvieron para la estructura sin la interfaz de aisladores de base en el capítulo 5, es decir, a partir de la respuesta elástica de la estructura, la cual es comparada con la señalada por la norma, en este caso,  $\Phi_{\max} = 0.025$ , las distorsiones deben ser revisadas tanto para sismo de diseño como para sismo máximo considerado.



7.3.1.- Distorsiones en X para sismo de diseño

Las distorsiones para sismo de diseño en el sentido X considerando la interfaz de aisladores, se muestran en las tablas 19 y 20, en donde además se observa que en ningún caso se excede del límite permisible mencionado anteriormente.

Distorsiones positivas en X para sismo de diseño con aisladores									
Nivel	LP89G03	LP89HSP	NR94CNP	NR94STC	NR94TAR	$\bar{X}$	$\sigma$	$\bar{X} + 1/2 \sigma$	$\bar{X} - 1/2 \sigma$
8	0.001305	0.001065	0.001401	0.001106	0.001627	0.001301	0.000205	0.001403	0.001198
7	0.002434	0.002348	0.002889	0.002403	0.002298	0.002474	0.000212	0.002581	0.002368
6	0.003717	0.004178	0.004845	0.004226	0.001522	0.003698	0.001146	0.004270	0.003125
5	0.004522	0.005599	0.006210	0.005662	0.001696	0.004738	0.001616	0.005546	0.003930
4	0.004411	0.005673	0.005810	0.005722	0.001584	0.004640	0.001612	0.005446	0.003834
3	0.003425	0.004472	0.004137	0.004479	0.000972	0.003497	0.001320	0.004157	0.002837
Interfaz	0.051443	0.064643	0.063122	0.063103	0.026308	0.053724	0.014508	0.060978	0.046470
2	0.002290	0.002819	0.003101	0.002860	0.001916	0.002597	0.000431	0.002813	0.002381
1	0.001676	0.002059	0.002273	0.002092	0.001422	0.001905	0.000310	0.002059	0.001750

Tabla 19 Distorsiones positivas en X para sismo de diseño con interfaz de aisladores

Distorsiones negativas en X para sismo de diseño con aisladores									
Nivel	LP89G03	LP89HSP	NR94CNP	NR94STC	NR94TAR	$\bar{X}$	$\sigma$	$\bar{X} + 1/2 \sigma$	$\bar{X} - 1/2 \sigma$
8	0.00119	0.00110	0.00118	0.00096	0.00183	0.00125	0.00030	0.00140	0.00110
7	0.00213	0.00240	0.00246	0.00222	0.00175	0.00219	0.00025	0.00232	0.00207
6	0.00300	0.00424	0.00416	0.00408	0.00188	0.00347	0.00092	0.00393	0.00301
5	0.00359	0.00566	0.00540	0.00554	0.00242	0.00452	0.00130	0.00517	0.00387
4	0.00364	0.00572	0.00538	0.00569	0.00102	0.00429	0.00180	0.00519	0.00339
3	0.00293	0.00450	0.00421	0.00450	0.00086	0.00340	0.00140	0.00410	0.00270
Interfaz	0.04891	0.06188	0.06332	0.06932	0.03839	0.05636	0.01118	0.06196	0.05077
2	0.00224	0.00279	0.00279	0.00333	0.00220	0.00267	0.00042	0.00288	0.00246
1	0.00164	0.00204	0.00204	0.00244	0.00163	0.00196	0.00030	0.00211	0.00181

Tabla 20 Distorsiones negativas en X para sismo de diseño con interfaz de aisladores

En la figura 79, se muestra la gráfica de las distorsiones en X a nivel de sismo de diseño para el modelo con la interfaz de aisladores de base, en donde se puede observar que los valores promedio obtenidos, así como los aumentados y disminuidos media desviación estándar, son muy pequeños con respecto al valor máximo permitido por la norma, el cual es en este caso de  $\Phi_{max} = 0.025$ .

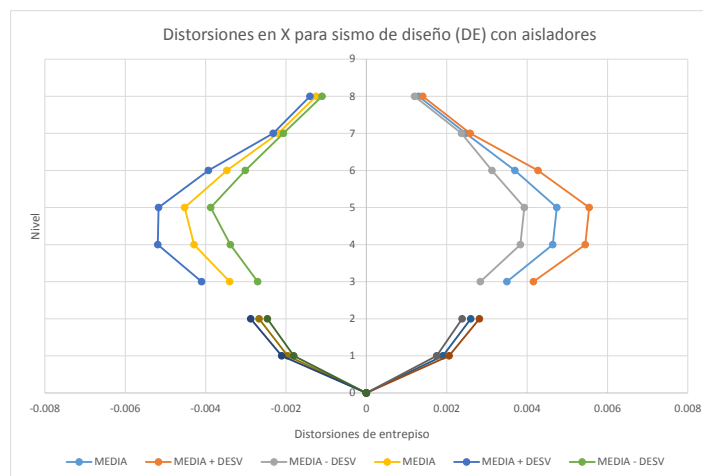


Figura 79 Distorsiones en X para sismo de diseño.

Fuente: Elaboración propia.



7.3.2.- Distorsiones en X para sismo máximo considerado

Las distorsiones para sismo máximo considerado en el sentido X tomando en cuenta la interfaz de aisladores de base, se muestran en las tablas 21 y 22, en donde además se observa que en ningún caso se excede del límite permisible  $\Phi_{max} = 0.025$ .

Distorsiones positivas en X para sismo máximo considerado con aisladores									
Nivel	LP89G03	LP89HSP	NR94CNP	NR94STC	NR94TAR	$\bar{X}$	$\sigma$	$\bar{X} + 1/2 \sigma$	$\bar{X} - 1/2 \sigma$
8	0.00186	0.00153	0.00210	0.00162	0.00243	0.00191	0.00033	0.00207	0.00174
7	0.00352	0.00334	0.00425	0.00356	0.00363	0.00366	0.00031	0.00381	0.00351
6	0.00545	0.00592	0.00699	0.00633	0.00224	0.00538	0.00165	0.00621	0.00456
5	0.00666	0.00792	0.00870	0.00849	0.00242	0.00684	0.00232	0.00800	0.00568
4	0.00648	0.00803	0.00790	0.00862	0.00236	0.00668	0.00227	0.00781	0.00554
3	0.00503	0.00636	0.00577	0.00684	0.00186	0.00517	0.00176	0.00605	0.00429
interfaz	0.07586	0.10399	0.09319	0.10998	0.03496	0.08360	0.02694	0.09707	0.07013
2	0.00329	0.00400	0.00453	0.00428	0.00287	0.00380	0.00062	0.00411	0.00349
1	0.00241	0.00292	0.00333	0.00312	0.00214	0.00278	0.00044	0.00301	0.00256

Tabla 21 Distorsiones positivas en X para sismo máximo considerado con interfaz de aisladores

Distorsiones negativas en X para sismo máximo considerado con aisladores									
Nivel	LP89G03	LP89HSP	NR94CNP	NR94STC	NR94TAR	$\bar{X}$	$\sigma$	$\bar{X} + 1/2 \sigma$	$\bar{X} - 1/2 \sigma$
8	0.00174	0.00152	0.00172	0.00139	0.00275	0.00182	0.00048	0.00206	0.00158
7	0.00313	0.00333	0.00357	0.00320	0.00286	0.00322	0.00023	0.00333	0.00310
6	0.00444	0.00591	0.00602	0.00593	0.00278	0.00502	0.00126	0.00565	0.00438
5	0.00530	0.00790	0.00781	0.00818	0.00342	0.00652	0.00187	0.00745	0.00559
4	0.00534	0.00800	0.00774	0.00839	0.00151	0.00620	0.00258	0.00748	0.00491
3	0.00432	0.00630	0.00609	0.00672	0.00124	0.00493	0.00202	0.00594	0.00392
Interfaz	0.07814	0.08982	0.10133	0.11955	0.05852	0.08947	0.02065	0.09980	0.07915
2	0.00328	0.00394	0.00408	0.00502	0.00323	0.00391	0.00065	0.00423	0.00359
1	0.00240	0.00288	0.00298	0.00367	0.00239	0.00287	0.00047	0.00310	0.00263

Tabla 22 Distorsiones negativas en X para sismo máximo considerado con interfaz de aisladores

En la figura 80, se muestra la gráfica de las distorsiones en X a nivel de sismo máximo considerado para el modelo con la interfaz de aisladores de base, en donde se puede observar que los valores promedio obtenidos, así como los aumentados y disminuidos media desviación estándar, son menores que el valor máximo permitido por el ASCE Standard 7-10.

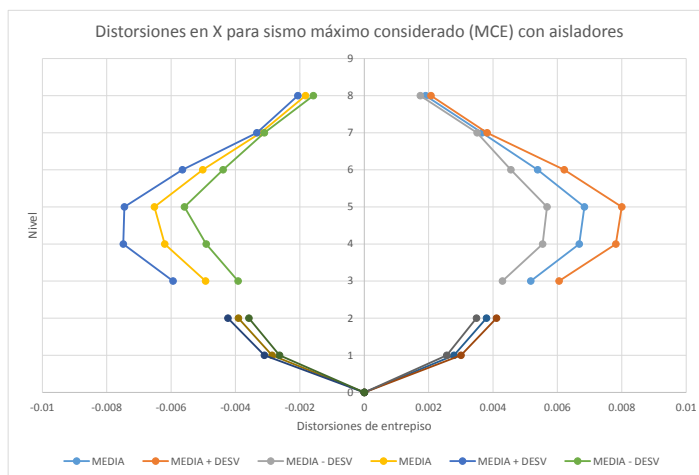


Figura 80 Distorsiones en X para sismo máximo considerado.

Fuente: Elaboración propia.



Como se menciona en párrafos anteriores, las figuras 79 y 80, muestran los perfiles de distorsión para la estructura tanto para sismo de diseño como para sismo máximo considerado, las distorsiones que se generan mediante la aplicación del método tiempo historia para el modelo con aisladores se encuentran en el orden del 18.22% para el primer caso y de un 29.92% para el segundo caso de la máxima permisible según las disposiciones del ASCE Standard 7-10, por lo cual, se puede concluir que para la revisión por distorsiones la estructura cumple con lo establecido en la norma utilizada en el presente trabajo.

#### 7.4.- Revisión de fuerzas cortantes

Para tomar en cuenta el mismo parámetro además de las distorsiones utilizado en la revisión de la estructura sin la interfaz de aisladores al ser analizada mediante el método dinámico no lineal tiempo historia, son determinadas las fuerzas cortantes demandadas por los registros inducidos al modelo con la interfaz de aisladores tanto para sismo de diseño como para sismo máximo considerado.

##### 7.4.1.- Fuerzas cortantes en X por sismo de diseño

En la figura 81 se puede observar la demanda de cortante para cada registro a nivel de sismo de diseño, mientras que en la figura 82 se puede observar el porcentaje de demanda de cortante para los mismos registros inducidos a la estructura con respecto a la respuesta máxima.

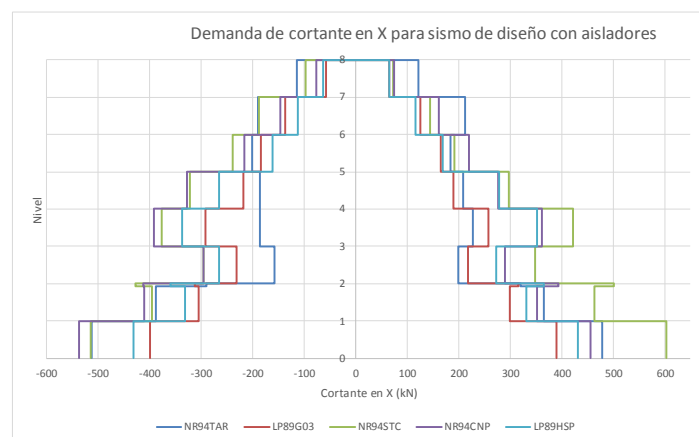


Figura 81 Demanda de cortantes en X por sismo de diseño.

Fuente: Elaboración propia.

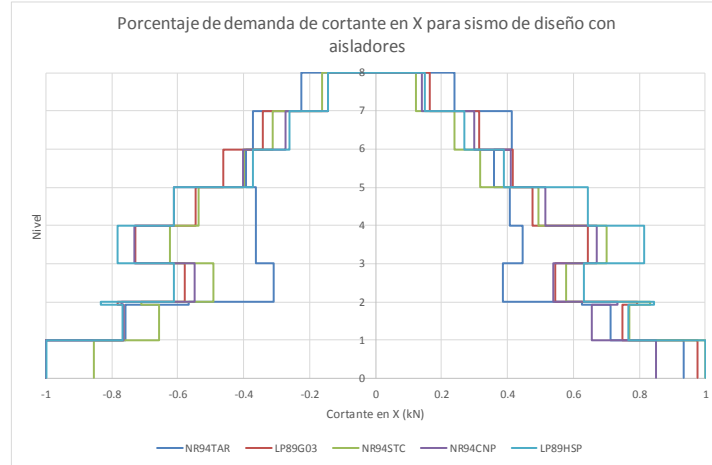


Figura 82 Porcentaje de demanda de cortantes en X para sismo de diseño.  
Fuente: Elaboración propia.

En la figura 83, se muestra el promedio de la demanda de cortante para cada uno de los registros inducidos al modelo de la estructura con la interfaz de aisladores de base a nivel de sismo de diseño más y menos una desviación estándar, mientras que en la figura 84, se muestran los porcentajes de demanda con respecto a la respuesta máxima debido a los esos mismos registros.

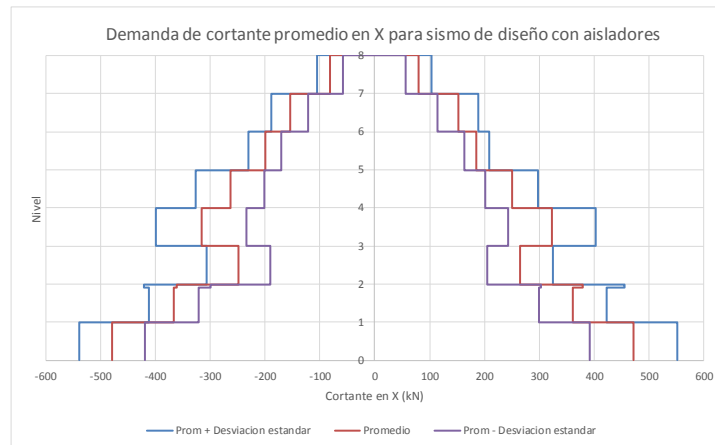


Figura 83 Demanda de cortante promedio en X para sismo de diseño.  
Fuente: Elaboración propia.

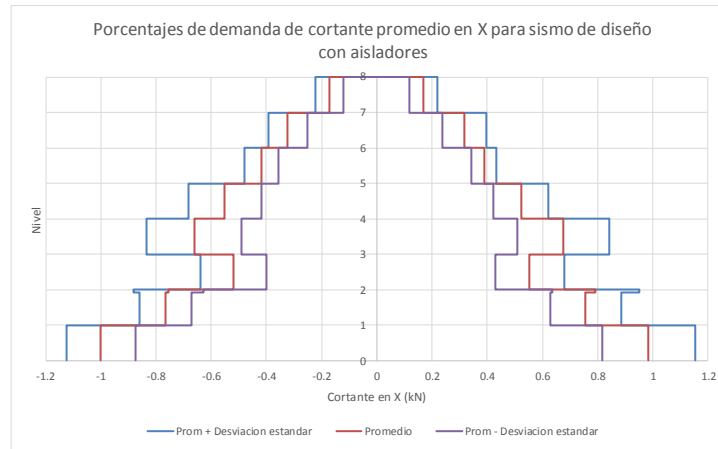


Figura 84 Porcentaje de demanda de cortante promedio en X para sismo de diseño.  
Fuente: Elaboración propia.

#### 7.4.2.- Fuerzas cortantes en X por sismo máximo considerado

En la figura 85 se puede observar la demanda de cortante para cada registro a nivel de sismo máximo considerado para la estructura con la interfaz de aisladores, mientras que en la figura 86 se puede observar el porcentaje de demanda de cortante para los mismos registros inducidos a la estructura con respecto a la respuesta máxima.

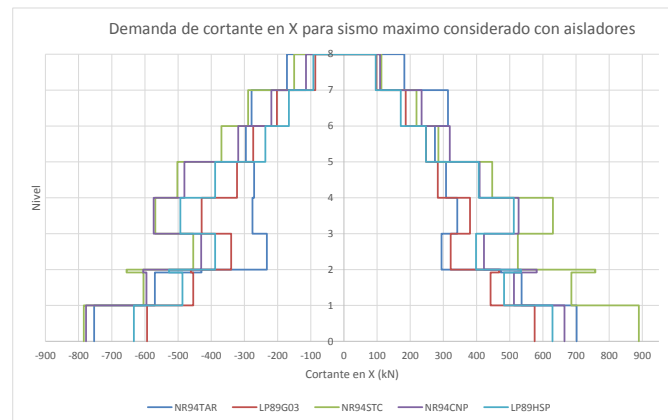


Figura 85 Demanda de cortante en X para sismo máximo considerado.  
Fuente: Elaboración propia.

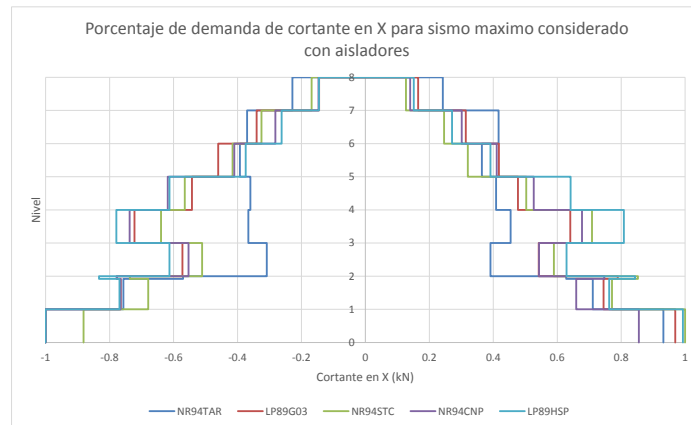


Figura 86 Porcentaje de demanda de cortante en X para sismo máximo considerado.  
Fuente: Elaboración propia.

La figura 87, se muestra el promedio de la demanda de cortante para cada uno de los registros inducidos al modelo de la estructura con la interfaz de aisladores de base a nivel de sismo máximo considerado más y menos una desviación estándar, mientras que en la figura 88, se muestran los porcentajes de demanda con respecto a la respuesta máxima debido a los esos mismos registros.

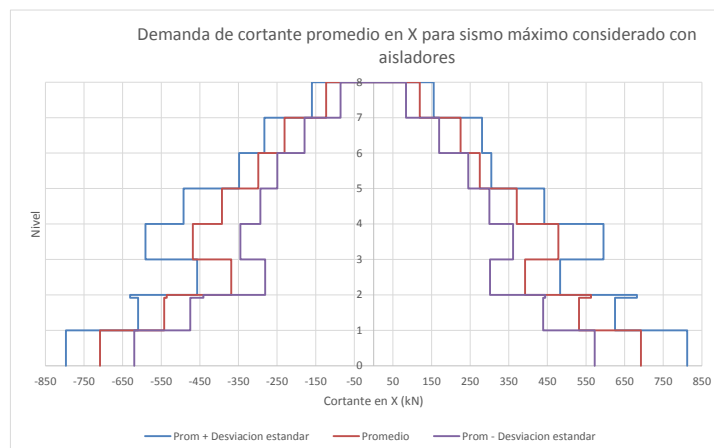


Figura 87 Demanda de cortante en X para sismo máximo considerado.  
Fuente: Elaboración propia.

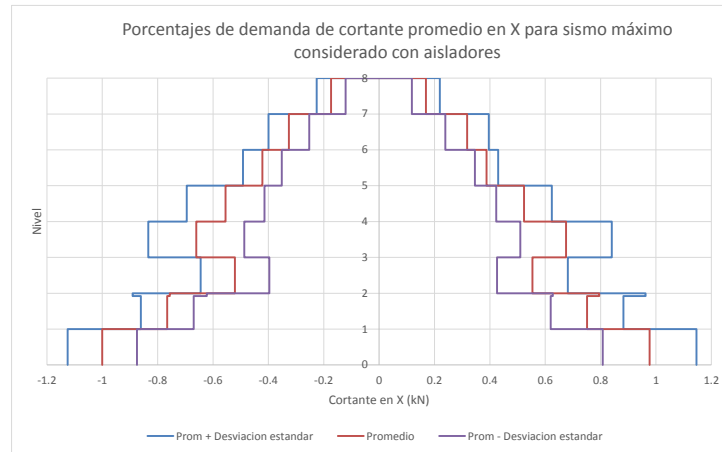


Figura 88 Porcentajes de demanda de cortante promedio en X para sismo máximo considerado.  
Fuente: Elaboración propia.

### 7.5.- Resultados y conclusiones del análisis no lineal dinámico (tiempo historia) de la estructura con aisladores

Una vez obtenida la respuesta del modelo de la estructura con la interfaz de aisladores ante el sismo de diseño y el sismo máximo considerado para los diferentes registros, se puede concluir que:

- Las distorsiones máximas de entrepiso calculadas para el modelo tridimensional de la estructura, para ambos casos son menores que los permitidos por la norma empleada.
- Ya que la estructura se encuentra sobrediseñada debido al incremento de las secciones utilizadas para el control de desplazamientos, no aparecen articulaciones plásticas al inducir en el modelo los registros utilizados en el análisis dinámico no lineal tiempo historia, por lo cual, es innecesario presentar los resultados de las rotaciones plásticas debido a los valores mínimos que presentan.
- Las demanda de las fuerzas cortantes para los diferentes registros son menores que las de diseño.



# Capítulo 8

## Conclusiones y recomendaciones



### 8.1.- Análisis de distorsiones

Las distorsiones tanto para sismo de diseño como para sismo máximo considerado con y sin aisladores, como se vio en los capítulos 5 y 7, respectivamente, se encuentran dentro del límite establecido por la norma, en las gráficas de las figuras 89 y 90, se pueden observar dichas distorsiones, además de su comparación con las distorsiones de diseño, así como sus límites correspondientes.

#### 8.1.1.- Comparación de distorsiones para sismo de diseño bajo diferentes condiciones

En la gráfica de la figura 89, se ilustran con una línea punteada las distorsiones, obtenidas a partir del proceso de diseño convencional, mientras que en la misma gráfica, se pueden observar también las distorsiones promedio de los registros utilizados para el análisis dinámico tiempo historia a nivel de sismo de diseño para la estructura con y sin aisladores, haciendo notar que en todos los casos se encuentran dentro de los límites establecidos por la norma. También se observa que la respuesta de la estructura mediante el análisis no lineal tiempo historia en cuanto a las distorsiones, es del 30.92% al utilizar la interfaz de aisladores en la estructura, del correspondiente al de diseño convencional, mientras que para el mismo análisis pero en la estructura sin aisladores, es del 65.80% al realizar la misma comparación.

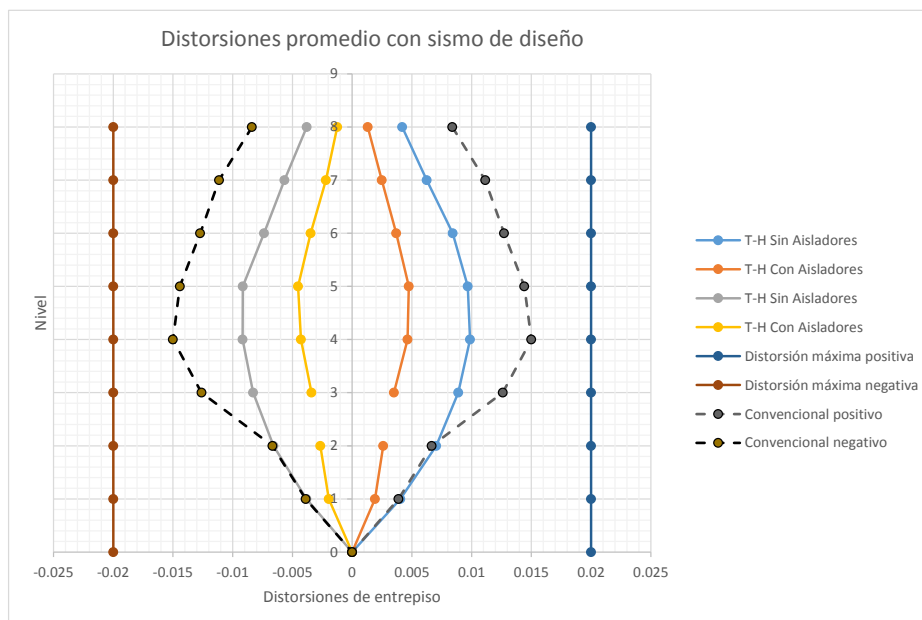


Figura 89 Distorsiones promedio en X para sismo de diseño.

Fuente: Elaboración propia.



8.1.2.- Análisis de distorsiones para sismo máximo considerado bajo diferentes condiciones

En la gráfica de la figura 90, se ilustran con una línea punteada las distorsiones determinadas para el diseño de la estructura durante el proceso de diseño convencional, mientras que en la misma gráfica, se pueden observar también, las distorsiones promedio de los registros utilizados para el análisis dinámico tiempo historia a nivel de sismo máximo considerado, para la estructura con y sin aisladores, haciendo notar que en el caso del diseño convencional, las distorsiones rebasan levemente los límites establecidos por la norma, mientras que para el análisis tiempo historia, se mantienen por debajo de ellos. También se observa que la respuesta de la estructura mediante el análisis no lineal tiempo historia en cuanto a las distorsiones, es del 29.81% al utilizar la interfaz de aisladores en la estructura, del correspondiente al de diseño convencional, mientras que para el mismo análisis pero para la estructura sin aisladores, es del 66.11% al realizar la misma comparación.

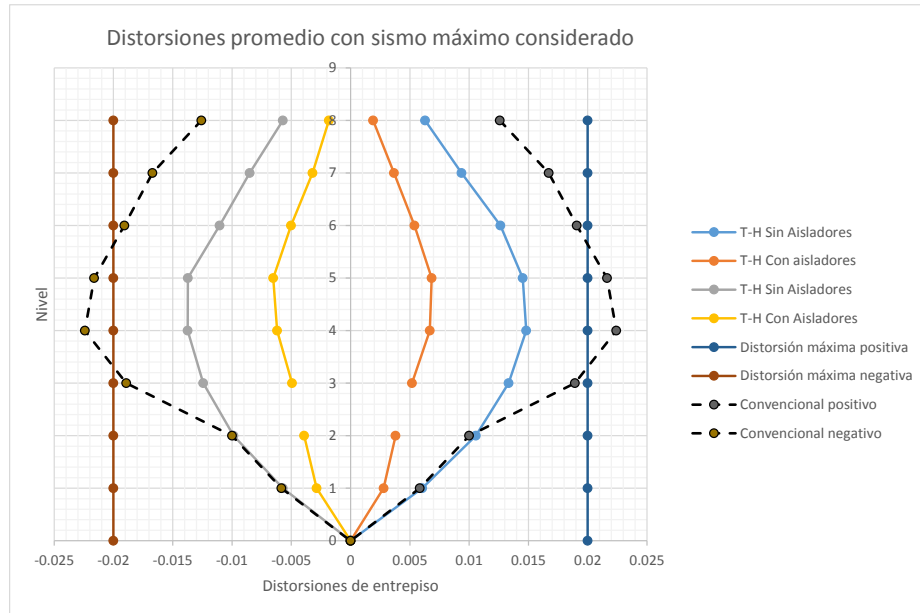


Figura 90 Distorsiones promedio en X para sismo máximo considerado.  
Fuente: Elaboración propia.



### 8.2.- Análisis de cortantes

Para llevar a cabo la comparación entre la respuesta de la estructura con y sin la interfaz de aisladores, se tomó en cuenta otro parámetro además de las distorsiones, debido a la falta de plastificación de las articulaciones de manera representativa. Este otro parámetro fue la fuerza cortante para ambos casos, también analizada tanto para sismo de diseño como para sismo máximo considerado.

#### 8.2.1.- Comparación de cortantes para sismo de diseño bajo diferentes condiciones

Como puede observarse en la figura 91, el cortante de diseño indicado mediante una línea punteada, es mayor en todos los casos que el valor del cortante promedio obtenido a partir del análisis no lineal tiempo historia con y sin aisladores de base, con el primero se confirma que el comportamiento es adecuado y con el segundo se observa la reducción significativa en la respuesta medida con este parámetro.

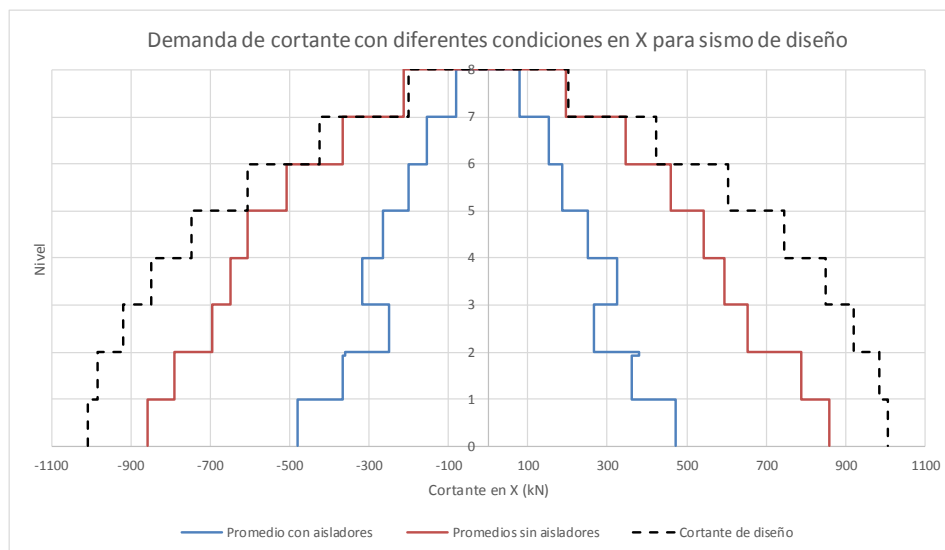


Figura 91 Diagramas de cortante en X para sismo de diseño con diferentes condiciones. Fuente: Elaboración propia.

En la gráfica de la figura 92, se puede observar el porcentaje al cual trabaja el modelo en función a la fuerza cortante sísmica del modelo con y sin aisladores con respecto a la de diseño, concluyendo que en este caso de estudio se obtuvo que la estructura sin aisladores estaría trabajando al 85.12% del cortante de diseño mientras que en el modelo con aisladores, estaría trabajando al 47.90%, lo que hace una reducción significativa en su respuesta.

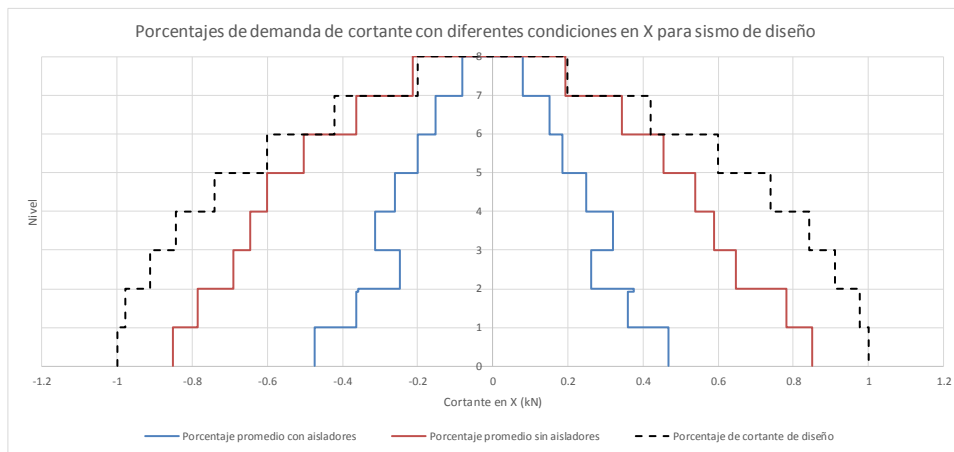


Figura 92 Porcentajes de cortante en X para sismo de diseño con diferentes condiciones.

Fuente: Elaboración propia.

### 8.2.2.- Comparación de cortantes para sismo máximo considerado bajo diferentes condiciones

En la figura 93, se observa el cortante de diseño ampliado a nivel de sismo máximo considerado, el cual se encuentra indicado mediante una línea punteada, siendo este mayor en todos los casos que el valor del cortante promedio obtenido a partir del análisis no lineal tiempo historia con y sin aisladores de base, encontrando un comportamiento adecuado y una reducción significativa en este parámetro.

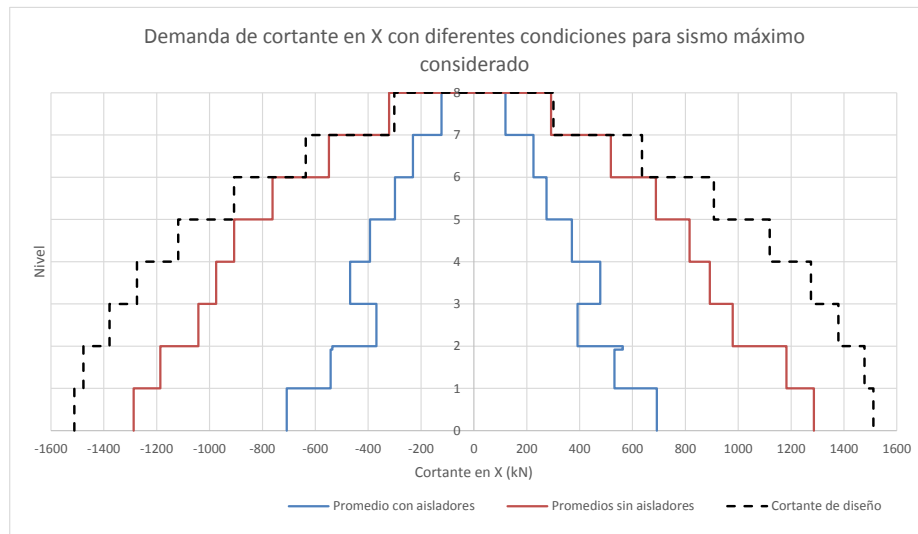


Figura 93 Cortantes promedio en X para sismo máximo considerado con diferentes condiciones.  
Fuente: Elaboración propia.

En la gráfica de la figura 94, se puede observar el porcentaje al cual trabaja el modelo en función a la fuerza cortante sísmica a nivel de sismo máximo considerado del modelo con y sin aisladores con respecto al cortante de diseño amplificado, concluyendo que en este caso de estudio se obtuvo que la estructura sin aisladores estaría trabajando al 85.11% del cortante de diseño mientras que en el modelo con aisladores, estaría trabajando al 46.85%, lo que hace una reducción significativa en su respuesta.

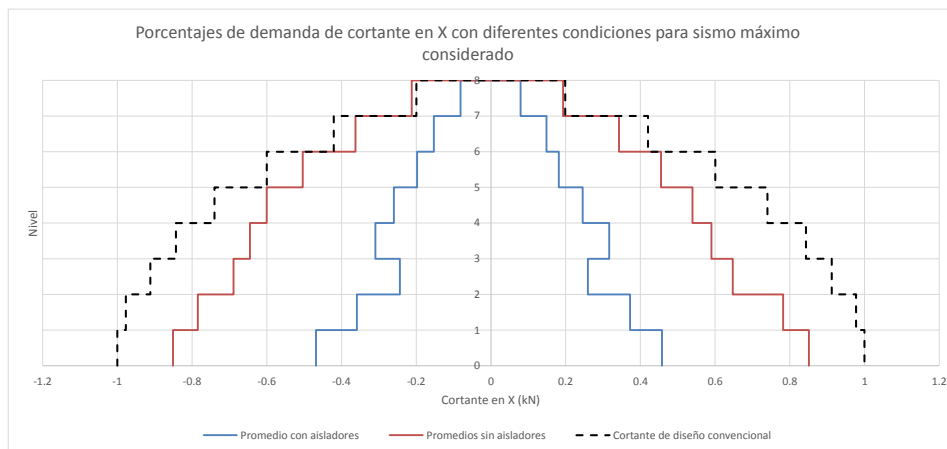


Figura 94 Porcentajes de cortante promedio en X para sismo máximo considerado con diferentes condiciones.  
Fuente: Elaboración propia.



### 8.3.- Conclusiones

Se llevó a cabo el análisis y diseño estructural del edificio de manera convencional, siendo los 2 primeros niveles a base de concreto reforzado, mientras que los 6 siguientes son de acero estructural, en ambos casos siguiendo las especificaciones de los códigos de diseño aplicables tanto para la estructura en forma global como para cada parte de la misma de acuerdo al material del que está constituida, encontrando en esta etapa, un dominio en el diseño de los elementos por desplazamientos más que por resistencia.

Posteriormente, se evaluó el comportamiento de la estructura en el rango no lineal con el método estático (pushover), con el fin de asegurarse de que con la aparición de articulaciones plásticas no se genere un mecanismo de falla indeseado, es decir, la estructura de concreto reforzado se mantenga dentro del rango elástico lineal y que sea en las vigas de la parte de acero estructural donde aparezcan las articulaciones plásticas. La finalidad del comportamiento descrito anteriormente, se debe a que es entre los dos diferentes materiales donde se colocó la interfaz de aisladores de base, por lo cual, para llevar a cabo una comparación congruente entre la estructura sin y con dispositivos, es necesario asegurar el comportamiento elástico en los elementos localizados por debajo de la interfaz antes mencionada.

Al llevar a cabo el análisis no lineal tiempo historia, tanto para sismo de diseño, como para sismo máximo considerado de la estructura sin aisladores, se encontró que no hubo aparición de rotulas plásticas, esto a raíz del sobrediseño de la misma como consecuencia del control de desplazamientos para mantener el mismo sistema estructural.

El desarrollo del análisis para el modelo que incluye la interfaz de aisladores, se realizó tomando en cuenta las mismas condiciones que para la estructura sin aisladores, siendo la única diferencia en el modelado, la inclusión de los dispositivos, sin embargo, en la respuesta si hubo una notable reducción en la magnitud de los parámetros utilizados para la comparación entre ambas condiciones.

Los parámetros para llevar a cabo el comparativo de manera congruente del modelo con y sin aisladores fueron en este caso:



- a) Distorsiones de entrepiso: la reducción correspondió al 69.08% y 34.20% para sismo de diseño con y sin aisladores, respectivamente; la reducción correspondió a 70.19% y 33.89% para sismo máximo considerado con y sin aisladores, respectivamente; y
- b) fuerzas cortantes: la reducción correspondió al 52.10% y 14.88% para sismo de diseño con y sin aisladores, respectivamente; la reducción correspondió al 53.15% y 14.89% para sismo máximo considerado con y sin aisladores, respectivamente.

#### 8.4.- Recomendaciones

Las recomendaciones propuestas para el presente trabajo son las siguientes:

- Modificar el diseño para que la estructura sin aisladores de base, pueda disipar energía a través de articulaciones plásticas mediante el uso de elementos rigidizantes como contraventeos para observar al final del proceso el comportamiento de la estructura con la interfaz de aisladores además de ver su efecto en la formación de articulaciones plásticas.
- Con respecto al procedimiento, desarrollar un proceso de diseño, considerando que los aisladores estarían colocados en la estructura desde un inicio, ya que de acuerdo con la revisión bibliográfica realizada, no hay un procedimiento definido para desarrollarlo de esa forma.
- Estudiar el efecto de la torsión o posible torsión en el edificio con aisladores de base.
- Realizar estudios costo-beneficio entre la estructura diseñada de manera convencional y la que cuente con aisladores de base, debiendo incluirse en esta última: Costo de los aisladores, costo de las instalaciones especiales, así como del mantenimiento e inspección periódica de los aisladores.



# Anexos



## Anexo A

# Análisis de cargas gravitacionales



### Análisis de cargas vivas

Para llevar a cabo la definición de la magnitud de las cargas vivas, es necesario determinar el uso o destino de la edificación, la tabla 4.1 del ASCE Standard 7-10, se establecen dichas magnitudes, sin embargo, la misma norma, en la sección 4.8, permite llevar a cabo una reducción en la carga viva de la azotea realizando un procedimiento el cual se describe en este mismo anexo. Las áreas en cada nivel, de acuerdo a su uso, se muestran en la siguiente tabla:

Nivel	Áreas de acuerdo a las cargas vivas (m <sup>2</sup> )			
	Azotea	Entrepiso	Pasillo	Estaciona.
8	356.36			
7		278.48	77.88	
6		278.48	77.88	
5		278.48	77.88	
4		278.48	77.88	
3		278.48	77.88	
2		278.48	77.88	
1			42.48	278.48

**Tabla de áreas de acuerdo a su destino**

La carga de la azotea del edificio diseñado en este trabajo, queda definida de la siguiente manera:

Carga viva de Azotea ( $L_r$ )

Se obtiene con la ecuación  $L_r = L_0 R_1 R_2$ , donde:

$$L_0 = 0.96 \text{ kN/m}^2$$

Determinando el valor de  $R_1$ , se tiene que:

$$\begin{aligned} R_1 &= 1, & \text{si } A_T &\leq 18.58 \text{ m}^2 \\ R_1 &= 1.2 - 0.011A_T, & \text{si } 18.58 \text{ m}^2 < A_T < 55.74 \text{ m}^2 \\ R_1 &= 0.6, & \text{si } A_T &\geq 55.74 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Por lo cual,  $R_1 = 1$



Determinando el valor de  $R_2$ , se tiene que:

$$R_2 = 1, \text{ si } F \leq 4$$

$$R_2 = 1.2 - 0.05F, \text{ si } 4 < F < 12$$

$$R_2 = 0.6, \text{ si } F \geq 12$$

donde  $F = 0.12 \times$  pendiente, con la pendiente expresada en porcentaje

Por lo cual,  $F = 0.12 \times 2 = 0.24$ , entonces  **$R_2 = 1$**

Una vez calculados los valores  $R_1$  y  $R_2$ , se tiene que:

$$L_r = (0.96)(1.0)(1.0) = 0.96 \text{ kN/m}^2, \text{ entonces:}$$

Por lo cual, las cargas vivas quedan definidas de la siguiente manera:

Cargas vivas de acuerdo al ASCE Standard 7-10	
Carga viva de azotea	$L_r = 0.96 \text{ kN/m}^2$
Entrepiso de oficinas	$L = 2.40 \text{ kN/m}^2$
Pasillos (En pisos superiores al 1er nivel)	$L = 3.83 \text{ kN/m}^2$
Pasillos (En el primer nivel)	$L = 4.79 \text{ kN/m}^2$
Estacionamiento	$L = 1.92 \text{ kN/m}^2$

***Tabla de cargas vivas en el edificio***



### Análisis de cargas muertas

Las cargas muertas sobre cada tablero, se determinan de acuerdo a los materiales a utilizar, en las siguientes tablas se muestran las cargas de acuerdo a los materiales utilizados.

Para la azotea se tiene:

Material	Espesor (m)	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Carga (kN/m <sup>2</sup> )
Impermeabilizante			0.39
Mortero	0.01	20.60	0.21
Concreto	0.0875	23.54	2.06
Steel deck			0.11
Plafón e Instalaciones			0.25
Sobrecarga			0.20
		Total	3.21

***Tabla de cargas muertas en tableros de azotea (estructura de acero)***

Para los entrepisos de la estructura de acero, se tiene:

Material	Espesor (m)	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Carga (kN/m <sup>2</sup> )
Loseta			0.54
Mortero	0.01	20.60	0.21
Concreto	0.0881	23.54	2.07
Steel deck			0.11
Plafón e Instalaciones			0.25
Sobrecarga			0.20
		Total	3.37

***Tabla de cargas muertas en tableros de entrepiso de acero***



Para el entrepiso de la estructura de concreto reforzado utilizado como oficinas, se tiene:

Material	Espesor (m)	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Carga (kN/m <sup>2</sup> )
Loseta			0.54
Mortero	0.01	20.60	0.21
Concreto	0.15	23.54	3.53
Plafón e Instalaciones			0.25
Sobrecarga			0.20
		Total	4.72

***Tabla de cargas muertas en tableros de entrepiso de concreto reforzado***

Para el entrepiso de la estructura de concreto reforzado utilizado como estacionamiento, se tiene:

Material	Espesor (m)	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Carga (kN/m <sup>2</sup> )
Mortero	0.01	20.60	0.21
Concreto	0.15	23.54	3.53
Instalaciones			0.25
Sobrecarga			0.20
		Total	4.18

***Tabla de cargas muertas en tableros de estacionamiento de concreto reforzado***



Así mismo, en la siguiente tabla, quedan definidas las cargas debido al peso propio de los elementos resistentes que conforman la estructura, tanto por elemento como por nivel.

Definición del peso propio			Carga debida al peso propio por sección y por nivel (kN)								Carga por elemento (kN)
Elemento		Peso propio	1	2	3	4	5	6	7	8	
Losas			Losas								
Steel deck	Area = 356.36	11.23			4001.77	4001.77	4001.77	4001.77	4001.77	4001.77	24010.64
Conc. Steel	Area = 356.36	210.00			74835.60	74835.60	74835.60	74835.60	74835.60	74835.60	449013.60
Losa	Area = 356.36	360.42	115678.96	128437.67							244116.63
Vigas			Vigas								
Acero	W18 x 60	89.32			10771.51	10771.51	4896.14	4896.14	4896.14	4896.14	41127.58
Acero	W18 x 55	81.87					5418.87	5418.87			10837.74
Acero	W16 x 31	46.15							3051.31	3051.31	6102.63
Acero	W12 x 22	32.75			2023.66	2023.66	2023.66	2023.66	2023.66	2023.66	10118.29
Acero	W10 x 17	25.31			2385.38	2385.38	2385.38	2385.38	2385.38	3944.71	15871.61
Concreto	25 x 60	360.00	25488.00	33984.00							59472.00
Concreto	30 x 60	432.50	50429.34	50429.34							100858.67
Concreto	35 x 80	672.00	5040.00	9072.00							14112.00
Columnas			Columnas								
Acero	W14 x 257	382.57			20672.83	20672.83	10336.42				51682.08
Acero	W14 x 211	314.09					8476.96	16953.91	16953.91	16953.91	59338.69
Concreto	60 x 60	865.00	46709.85	46709.85							93419.70
Total por piso $\Sigma =$			243346.14	268632.85	114690.75	114690.75	112374.79	110515.33	108147.78	107683.45	1180081.85

**Tabla de cargas debidas al peso propio de los elementos estructurales**

De acuerdo a los datos anteriores, se tiene:

Nivel	Peso propio de elementos			Peso Propio Total
	Losas	Vigas	Columnas	
8	78837.37	11892.17	16953.91	107683.45
7	78837.37	12356.49	16953.91	108147.78
6	78837.37	14724.05	16953.91	110515.33
5	78837.37	14724.05	18813.37	112374.79
4	78837.37	15180.55	20672.83	114690.75
3	78837.37	15180.55	20672.83	114690.75
2	128437.67	93485.34	46709.85	268632.85
1	115678.96	80957.34	46709.85	243346.14
$\Sigma =$	717140.87	258500.52	204440.47	1180081.85

**Tabla de cargas debidas al peso propio de los elementos estructurales en kN**



En resumen, las cargas gravitacionales en cada nivel, quedan definidas de la siguiente manera:

Nivel	Carga viva			Peso propio de elementos			CM losa	Muros división	Barandal o pretil	Muros		Carga concentrada
	Azotea	Entrepiso	Pasillo	Losas	Vigas	Columnas				Ligeros	Cancelería	
8	342.106			773.132	116.623	166.261	370.464		110.891			1879.476
7		668.3520	298.280	773.132	121.176	166.261	422.884	133.6704	28.720	116.744	25.828	2755.049
6		668.3520	298.280	773.132	144.394	166.261	422.884	133.6704	28.720	116.744	25.828	2778.267
5		668.3520	298.280	773.132	144.394	184.496	422.884	133.6704	28.720	116.744	25.828	2796.502
4		668.3520	298.280	773.132	148.871	202.732	422.884	133.6704	28.720	116.744	25.828	2819.214
3		668.3520	298.280	773.132	148.871	202.732	422.884	133.6704	28.720	116.744	25.828	2819.214
2		668.3520	298.280	1259.545	916.780	458.068	422.884	133.6704	28.720	116.744	25.828	4328.873
1		534.6816	203.479	1134.425	793.922	458.068	230.673		350.335			3705.583
Σ =	342.1056	4544.7936	1993.1616	7032.761	2535.028	2004.880	3138.441	802.0224	633.548	700.466	154.970	23882.178

**Tabla de concentrado de cargas gravitacionales en kN**



## Anexo B

# Análisis sísmico mediante el método de las fuerzas laterales equivalentes



Para la aplicación del método de las cargas laterales equivalentes, es necesario establecer los valores de ciertos parámetros definidos por el ASCE Standard 7-10, los son:

$$S_s = 1.50$$

$$R = 8.00$$

$$S_1 = 0.60$$

$$I_e = 1.00$$

$$\Omega = 3$$

$$F_a = 1.00$$

$$C_d = 5.5$$

$$F_v = 1.50$$

$$S_{MS} = F_a S_s = 1.500 \text{ g}$$

$$S_{DS} = (2/3) S_{MS} = 1.00 \text{ g}$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 0.900 \text{ g}$$

$$S_{D1} = (2/3) S_{M1} = 0.60 \text{ g}$$

Donde:

$I_e$  = Factor de importancia de acuerdo a la ocupación de la estructura

$C_d$  = Factor de importancia de acuerdo a la ocupación de la estructura

$R$  = Coeficiente de modificación de respuesta de acuerdo al sistema estructural

$\Omega$  = Factor de sobrerresistencia de la estructura

$S_s$  = Parámetro de respuesta de aceleración espectral a periodos cortos

$S_1$  = Parámetro de respuesta de aceleración espectral a periodo de 1 s

$F_a$  = Coeficiente de sitio para periodo corto

$F_v$  = Coeficiente de sitio para periodo largo

$S_{DS}$  = Aceleración de la respuesta espectral en periodos cortos de diseño, menores a 1 s

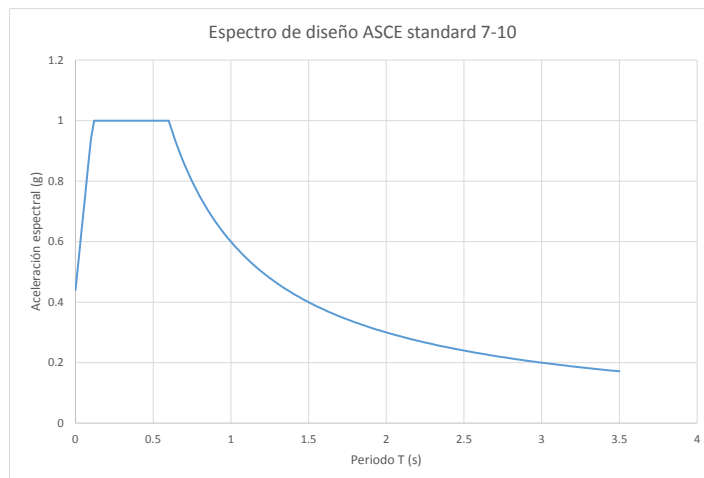
$S_{D1}$  = Aceleración de la respuesta espectral en periodos de diseño a 1 s

$S_{MS}$  = Aceleración de la respuesta espectral en periodos cortos para sismo máximo, menores a 1 s

$S_{M1}$  = Aceleración de la respuesta espectral en periodos para sismo



A partir de los datos anteriores y aplicando la metodología mencionada en la norma, se obtiene el espectro de diseño, el cual se muestra a continuación:



### ***Espectro de diseño de acuerdo al ASCE Standard 7-10***

Determinación de las cargas para la obtención de las fuerzas cortantes por sismo

Las cargas gravitacionales para la obtención del cortante basal, toman en cuenta: el peso propio de la estructura, las cargas muertas impuestas por recubrimientos y elementos no estructurales, así como las cargas vivas reducidas, las cuales son el 25% de las cargas vivas gravitacionales, a excepción de la carga viva de azotea, la cual no se incluye en este cálculo. La siguiente tabla, muestra el concentrado de las cargas necesarias para este proceso.

Nivel	Pp (kN)	CM (kN)	CV (kN)	We (kN)
8	972.885	481.354	0	1454.239
7	1060.569	727.848	167.088	1955.505
6	1083.787	727.848	167.088	1978.723
5	1092.905	727.848	167.088	1987.840
4	1115.616	727.848	167.088	2010.552
3	1124.734	727.848	167.088	2019.670
2	2506.725	727.848	167.088	3401.660
1	2386.415	581.008	133.6704	3101.093
			$\Sigma =$	17909.282

### ***Cargas (We) para la obtención del cortante basal de acuerdo al ASCE Standard 7-10***



Determinación del periodo fundamental de la estructura de acuerdo a la metodología definida en el ASCE Standard 7-10

Con el fin de obtener el periodo fundamental de la estructura para determinar el valor del coeficiente sísmico, se puede recurrir a valores aproximados como los obtenidos con las ecuaciones que se presentan a continuación:

$$T_a = C_t h_n^x$$

Donde:

$T_a$  = El periodo fundamental aproximado.

$C_t$  = Coeficiente C de periodo aproximado.

$h$  = Altura del edificio.

$x$  = Coeficiente X de periodo aproximado.

De manera alternativa para edificios menores a 12 niveles por encima de la base tenemos que:

$$T_a = 0.1N$$

Donde:

$T_a$  = El periodo fundamental aproximado.

$N$  = Número de entresijos del edificio.

Sin embargo, el periodo fundamental se obtuvo a través de la fórmula de Rayleigh:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_i x_i}}$$

Donde:

$T$  = Periodo fundamental de la estructura

$W_i$  = Peso de la estructura para el análisis sísmico

$X_i$  = Desplazamiento de la estructura

$F_i$  = Fuerza lateral



Obteniendo el periodo para cada sentido como a continuación se muestra:

Para el sentido X

Nivel	hn	Wi	Fi	Desp total	WiXi <sup>2</sup>	FiXi
8	28.8	1454.24	200.522	0.055503	4.479905	11.1296
7	25.2	1955.50	223.172	0.050012	4.891109	11.1613
6	21.6	1978.72	181.525	0.042716	3.610489	7.754021
5	18	1987.84	140.855	0.034384	2.350143	4.843163
4	14.4	2010.55	103.856	0.024947	1.251273	2.590907
3	10.8	2019.67	69.410	0.015158	0.464049	1.052119
2	7.2	3401.66	65.826	0.006899	0.161906	0.454136
1	3.6	3101.09	22.481	0.002537	0.01996	0.057034
		17909.28	1007.649		17.22883	39.04228

**Parámetros para el cálculo del periodo fundamental en X**

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{\sum Wix_i^2}{g \sum F_ix_i}} = 1.333 \text{ s}$$

Para el sentido Y

Nivel	hn	Wi	Fi	Desp total	WiXi <sup>2</sup>	FiXi
8	28.8	1454.24	203.611	0.050987	3.780548	10.38152
7	25.2	1955.50	227.034	0.047572	4.425494	10.80046
6	21.6	1978.72	185.065	0.042107	3.508274	7.792527
5	18	1987.84	143.969	0.034679	2.390642	4.9927
4	14.4	2010.55	106.485	0.025864	1.344952	2.754115
3	10.8	2019.67	71.454	0.016672	0.561378	1.191277
2	7.2	3401.66	68.150	0.008794	0.263065	0.599313
1	3.6	3101.09	23.502	0.003088	0.029571	0.072573
		17909.28	1029.269		16.30393	38.58449

**Parámetros para el cálculo del periodo fundamental en Y**

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{\sum Wix_i^2}{g \sum F_ix_i}} = 1.305 \text{ s}$$

Cabe mencionar que esos mismos resultados fueron comprobados con el software de apoyo.



Los coeficientes sísmicos, se obtienen a partir de la aplicación de las siguientes fórmulas:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

El cual no debe exceder de:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \text{ para } T \leq T_L$$

ó

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} \text{ para } T > T_L$$

Ni debe ser menor que:

$$C_s = 0.44 S_{DS} I_e \geq 0.01$$

Además, en estructuras localizadas en lugares en donde  $S_{D1} \geq 0.6g$ ,

$$C_s = \frac{0.5 S_1}{R/I_e}$$

Dónde:

$S_{DS}$  = Aceleración de la respuesta espectral en periodos cortos de diseño.

$I_e$  = Factor de importancia de acuerdo a la ocupación de la estructura.

$R$  = Coeficiente de modificación de respuesta de acuerdo al sistema estructural.

$T$  = El periodo fundamental del edificio determinado por medio de un análisis preliminar.

Sustituyendo los datos en las formulas tenemos que:

$$T_0 = 0.2 \frac{0.60}{1.00} = 0.12 \text{ s}$$

$$T_s = \frac{0.60}{1.00} = 0.60 \text{ s}$$

$$T_L = 8.00 \text{ s}$$



Debido a que  $T < T_L$  tenemos que:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)}$$

$$C_{sx} = \frac{0.6}{1.333 \left( \frac{8}{1} \right)} = 0.056248 \quad C_{sy} = \frac{0.6}{1.305 \left( \frac{8}{1} \right)} = 0.057483$$

Pero  $C_s$  no será inferior a

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01$$

$$0.044 \geq 0.01$$

Además, para estructuras localizadas donde  $S_1$  es igual a o superior a 0.6 g,  $C_s$  no será inferior a:

$$C_s = \frac{0.5 S_1}{R / I_e}$$

Sustituyendo los datos en la fórmula tenemos que:

$$C_s = \frac{0.5(0.6)}{8/1} = 0.0375$$

Por lo tanto, quedan definidos los coeficientes sísmicos tanto para X como para Y de la siguiente manera:

$$C_{sx} = 0.056248 \quad y \quad C_{sy} = 0.057483$$

Por lo cual, resumiendo los resultados obtenidos para la obtención de las fuerzas cortantes equivalentes de diseño para cada sentido se tiene:

Dirección	Periodo (s)	Cs	W <sub>T</sub> (kN)	V (kN)
X	1.333	0.056248	17909.282	1007.64
Y	1.305	0.057483	17909.282	1029.27

### **Parámetros para el cálculo de las fuerzas laterales equivalentes**



Para el sentido X

Cálculo del cortante basal

$$V_x = C_{sx} W$$

$$V_x = 1007.65 \text{ kN}$$

Donde:

$$\sum W_e = 17909.28 \text{ kN}$$

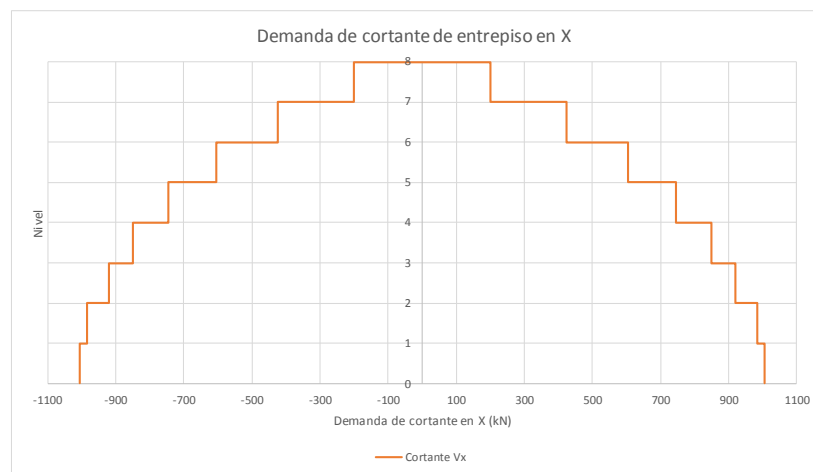
Distribución de las fuerzas laterales equivalentes

Nivel	W <sub>i</sub> (kN)	h <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> h <sub>i</sub> <sup>k</sup>	C <sub>v</sub>	F <sub>x</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)
Azotea	1454.24	28.80	169771.71	0.20	200.522	200.522
6	1955.50	25.20	188948.20	0.22	223.172	423.695
5	1978.72	21.60	153687.54	0.18	181.525	605.220
4	1987.84	18.00	119254.56	0.14	140.855	746.075
3	2010.55	14.40	87929.74	0.10	103.856	849.931
2	2019.67	10.80	58765.86	0.07	69.410	919.342
1	3401.66	7.20	55731.72	0.07	65.826	985.168
Estac. 2	3101.09	3.60	19033.44	0.02	22.481	1007.649
Σ =	17909.28		853122.76			

**Cálculo de las fuerzas laterales equivalentes en X**

$$T_x = 1.333 \text{ seg}$$

Donde k = 1.4165



**Diagrama de las fuerzas cortantes en X**



Para el sentido Y

Cálculo del cortante basal

$V_y = C_{sy} W$

$V_y = 1029.27 \text{ kN}$

Donde:

$\sum W e_i = 17909.28 \text{ kN}$

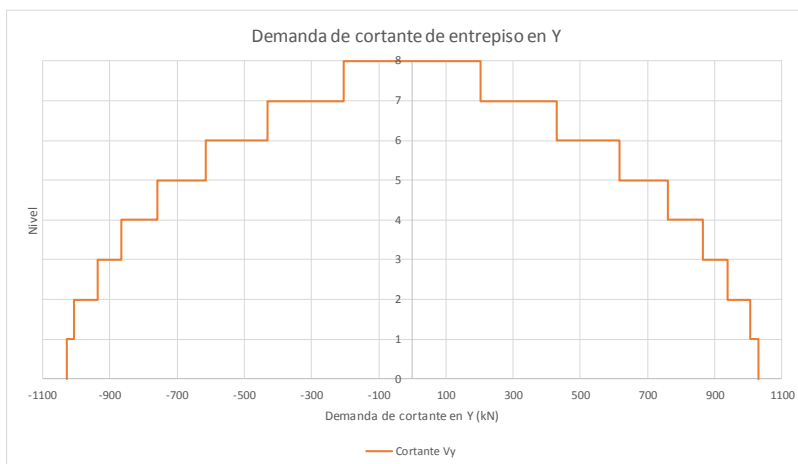
Distribucion de las fuerzas laterales equivalentes

Nivel	W <sub>i</sub> (kN)	h <sub>i</sub> (m)	$W_i h_i^k$	C <sub>vy</sub>	F <sub>y</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)
Azotea	1454.24	28.80	161969.72	0.20	203.611	203.611
6	1955.50	25.20	180602.25	0.22	227.034	430.645
5	1978.72	21.60	147216.44	0.18	185.065	615.710
4	1987.84	18.00	114525.23	0.14	143.969	759.679
3	2010.55	14.40	84706.89	0.10	106.485	866.164
2	2019.67	10.80	56840.40	0.07	71.454	937.617
1	3401.66	7.20	54212.54	0.07	68.150	1005.767
Estac. 2	3101.09	3.60	18695.15	0.02	23.502	1029.269
$\Sigma =$	17909.28		818768.62			

**Cálculo de las fuerzas laterales equivalentes en Y**

$T_x = 1.305 \text{ seg}$

Donde  $k = 1.4025$



**Diagrama de las fuerzas cortantes en Y**



## Anexo C

Revisión de la estructura por desplazamientos y distorsiones de acuerdo al ASCE Standard 7-10



### Revisión de desplazamientos relativos de entrepiso

Los desplazamientos totales de entrepiso se obtienen al llevar a cabo el análisis estructural tridimensional de manera convencional, para posteriormente encontrar los desplazamientos relativos de entrepiso y su revisión correspondiente, la cual incluye una amplificación de dichos resultados al multiplicarlos por el factor  $C_d$  y una reducción que depende del factor de importancia  $I_e$ .

$$\Delta = \frac{\delta_{xe} C_d}{I_e}$$

Donde:

$$\delta_{xe} = \delta_{tx2} - \delta_1$$

Donde:

$\Delta$ = Desplazamiento relativo de entrepiso.

$\delta_{xe}$ = Deflexión determinada por el análisis elástico.

$C_d$ = Factor de amplificación de la flexión.

$I_e$ = Factor de Importancia.

$\delta_x$ = Desplazamiento de entrepiso.

Una vez obtenidos los valores de los desplazamientos relativos, estos son comparados con los valores máximos permisibles cuyas limitantes se encuentran establecidas en la tabla 12.12.1 del ASCE Standard 7-10, que para este caso en particular es de:

$$\Delta_a = 0.020 h_{sx}$$

Dónde:

$\Delta_a$ = Desplazamiento permisible.

$h_{sx}$ = Altura de entrepiso.



En las siguientes tablas y gráficas se muestran los desplazamientos relativos obtenidos para ambas direcciones “X” y “Y”, además de incluir los valores de los desplazamientos máximos establecidos en la tabla 12.12.1 del ASCE Standard 7-10.

Para el sentido X

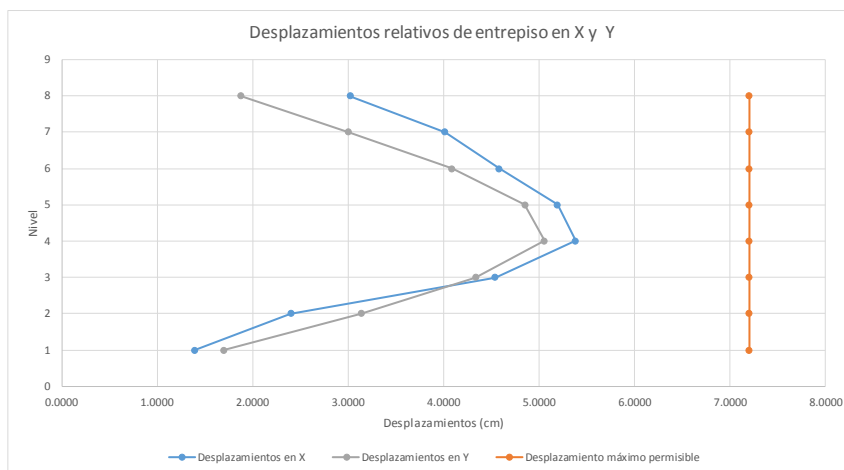
Nivel	hn (m)	$\delta_{xi}$ (m)	$\delta_{xe}$ (m)	Cd	le	$\delta_x$ (m)	0.020hnx (m)	Lacum (m)	$\Delta x$	$\Delta a$	Revisión
8	28.80	0.055503	0.00549	5.5	1	0.0302	0.0720	0.5760	0.0084	0.02	Pasa por desplazamientos
7	25.20	0.050012	0.00730	5.5	1	0.0401	0.0720	0.5040	0.0111	0.02	Pasa por desplazamientos
6	21.60	0.042716	0.00833	5.5	1	0.0458	0.0720	0.4320	0.0127	0.02	Pasa por desplazamientos
5	18.00	0.034384	0.00944	5.5	1	0.0519	0.0720	0.3600	0.0144	0.02	Pasa por desplazamientos
4	14.40	0.024947	0.00979	5.5	1	0.0538	0.0720	0.2880	0.0150	0.02	Pasa por desplazamientos
3	10.80	0.015158	0.00826	5.5	1	0.0454	0.0720	0.2160	0.0126	0.02	Pasa por desplazamientos
2	7.20	0.006899	0.00436	5.5	1	0.0240	0.0720	0.1440	0.0067	0.02	Pasa por desplazamientos
1	3.60	0.002537	0.00254	5.5	1	0.0140	0.0720	0.0720	0.0039	0.02	Pasa por desplazamientos

**Revisión de los desplazamientos relativos de entrepiso en X**

Para el sentido Y

Nivel	hn (m)	$\delta_{yi}$ (m)	$\delta_{ye}$ (m)	Cd	le	$\delta_y$ (m)	0.020hny (m)	Lacum (m)	$\Delta y$	$\Delta a$	Revisión
8	28.8	0.050987	0.00341	5.5	1	0.0188	0.0720	0.5760	0.0052	0.02	Pasa por desplazamientos
7	25.2	0.047572	0.00547	5.5	1	0.0301	0.0720	0.5040	0.0083	0.02	Pasa por desplazamientos
6	21.6	0.042107	0.00743	5.5	1	0.0409	0.0720	0.4320	0.0113	0.02	Pasa por desplazamientos
5	18	0.034679	0.00882	5.5	1	0.0485	0.0720	0.3600	0.0135	0.02	Pasa por desplazamientos
4	14.4	0.025864	0.00919	5.5	1	0.0506	0.0720	0.2880	0.0140	0.02	Pasa por desplazamientos
3	10.8	0.016672	0.00788	5.5	1	0.0433	0.0720	0.2160	0.0120	0.02	Pasa por desplazamientos
2	7.2	0.008794	0.00571	5.5	1	0.0314	0.0720	0.1440	0.0087	0.02	Pasa por desplazamientos
1	3.6	0.003088	0.00309	5.5	1	0.0170	0.0720	0.0720	0.0047	0.02	Pasa por desplazamientos

**Revisión de los desplazamientos relativos de entrepiso en Y**



En las tablas anteriores y en la gráfica, se puede apreciar que en ambos sentidos, los desplazamientos están dentro de los permitidos por la norma.



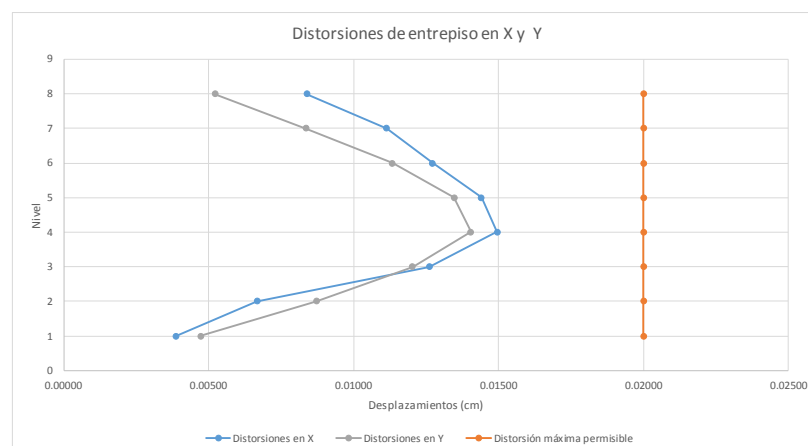
## Revisión de distorsiones

De igual manera que los desplazamientos relativos, las distorsiones de entrepiso también son revisadas de tal manera que se compruebe que se encuentran dentro del parámetro máximo de distorsión establecido por el ASCE Standard 7-10, en este caso como  $\phi = 0.020$ , se observa en la siguientes tablas que la estructura cumple con los requisitos mínimos de distorsión.

Distorsiones en X					
Nivel	h <sub>n</sub> (m)	h (m)	$\delta_x$ (m)	Distorsión	Distorsión permisible
8	28.80	3.60	0.0302	0.0084	0.02
7	25.20	3.60	0.0401	0.0111	0.02
6	21.60	3.60	0.0458	0.0127	0.02
5	18.00	3.60	0.0519	0.0144	0.02
4	14.40	3.60	0.0538	0.0150	0.02
3	10.80	3.60	0.0454	0.0126	0.02
2	7.20	3.60	0.0240	0.0067	0.02
1	3.60	3.60	0.0140	0.0039	0.02

**Revisión de las distorsiones en X**

Distorsiones en Y					
Nivel	h <sub>n</sub> (m)	h (m)	$\delta_x$ (m)	Distorsión	Distorsión permisible
8	28.80	3.60	0.0188	0.0052	0.02
7	25.20	3.60	0.0301	0.0083	0.02
6	21.60	3.60	0.0409	0.0113	0.02
5	18.00	3.60	0.0485	0.0135	0.02
4	14.40	3.60	0.0506	0.0140	0.02
3	10.80	3.60	0.0433	0.0120	0.02
2	7.20	3.60	0.0314	0.0087	0.02
1	3.60	3.60	0.0170	0.0047	0.02

**Revisión de las distorsiones en Y**

Como se aprecia en ambas tablas y en la gráfica, las distorsiones están por debajo de las permisibles, por lo cual, la estructura tiene un comportamiento adecuado en cuanto a ese parámetro.



## Anexo D

# Revisión de los efectos $P-\Delta$ de acuerdo al ASCE Standard 7-10



Los efectos P-Δ no requieren considerarse según el ASCE Standard 7-10 en la sección 12.8.7, cuando el coeficiente de estabilidad “θ” determinado por la siguiente fórmula, es igual o menor que 0.1.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

Dónde:

$P_x$ = Fuerza vertical de diseño.

$\Delta$ = Desplazamientos relativos de entrepiso.

$I_e$ = Factor de importancia.

$V_x$ = Fuerza cortante sísmica actuando entre el nivel “x” y “x-1”.

$h_{sx}$ = Altura de entrepiso debajo del nivel “x”.

$C_d$ = Factor de amplificación de la flexión.

Con base en lo mencionado y tabulando el cálculo de  $\theta$  para ambos sentidos de la estructura, se tiene:

Para el sentido X

Nivel	CM	CV	Px	Δ (m)	le	Vx	hx	Cd	θ
8	1454.239	342.106	1796.345	0.030201	1	200.522	3.6	5.5	0.0137
7	1788.417	966.632	4551.394	0.040128	1	423.172	3.6	5.5	0.0218
6	1811.635	966.632	7329.661	0.045826	1	605.220	3.6	5.5	0.0280
5	1820.752	966.632	10117.045	0.051904	1	746.075	3.6	5.5	0.0355
4	1843.464	966.632	12927.141	0.053840	1	849.931	3.6	5.5	0.0414
3	1852.582	966.632	15746.355	0.045425	1	919.342	3.6	5.5	0.0393
2	3234.572	966.632	19947.559	0.023991	1	985.168	3.6	5.5	0.0245
1	2967.422	738.161	23653.142	0.013954	1	1007.649	3.6	5.5	0.0165
Σ =	16773.083	6880.059							

### ***Revisión de los coeficientes de estabilidad en X***



Para el sentido Y

Nivel	CM	CV	$P_y$	$\Delta$ (m)	$l_e$	$V_y$	$h_y$	$C_d$	$\theta$
8	1454.239	342.106	1796.345	0.018783	1	203.611	3.6	5.5	0.0084
7	1788.417	966.632	4551.394	0.030058	1	430.645	3.6	5.5	0.0160
6	1811.635	966.632	7329.661	0.040854	1	615.710	3.6	5.5	0.0246
5	1820.752	966.632	10117.045	0.048483	1	759.679	3.6	5.5	0.0326
4	1843.464	966.632	12927.141	0.050556	1	866.164	3.6	5.5	0.0381
3	1852.582	966.632	15746.355	0.043329	1	937.617	3.6	5.5	0.0368
2	3234.572	966.632	19947.559	0.031383	1	1005.767	3.6	5.5	0.0314
1	2967.422	738.161	23653.142	0.016984	1	1029.269	3.6	5.5	0.0197
$\Sigma =$	16773.083	6880.059							

### ***Revisión de los coeficientes de estabilidad en X***

Como se puede observar en las tablas anteriores, ningún coeficiente es superior al coeficiente máximo por lo que los efectos  $P-\Delta$  no serán tomados en cuenta para la determinación de fuerzas y momentos en los elementos.



## Anexo E

# Diseño de los aisladores de base



Diseño de aislador “Tipo I” para sismo de diseño

1.- El primer paso es el cálculo del desplazamiento de diseño del aislador proponiendo un periodo del sistema con aisladores de 2s y un amortiguamiento del 15% por medio de la ecuación 22

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \left(\frac{S_{D1} T_D}{B_D}\right)$$

$B_D$  se determina por medio de la siguiente ecuación.

$$B_D = \frac{1}{[0.25[1-\ln 0.15]]}$$

Donde:

$T_D$  = Periodo del sistema con aisladores = 2.0s

$S_{D1}$  = Coeficientes espectrales = 0.60

$B_D$  = Factor de reducción de rigidez

$$B_D = \frac{1}{[0.25[1-\ln 0.15]]} = 1.381$$

$$D_D = \left(\frac{9.81 \frac{m}{s^2}}{4\pi^2}\right) \left(\frac{0.60(2.00)}{1.381}\right) = 0.22 \text{ m}$$

2.- El cálculo de la rigidez horizontal del aislador se determinará por medio de la siguiente ecuación, tomando en cuenta el peso que sostiene 1 columna “W”.

$$K_H = \left(\frac{W}{g}\right) \left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2$$

Donde:

$K_H$  = Rigidez Horizontal

$S_{D1}$  = Coeficientes espectrales = 0.60

$B_D$  = Factor de reducción de rigidez



$$K_H = \left(\frac{1,338.16 \text{ kN}}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}\right) \left(\frac{2\pi}{2}\right)^2 = 1,346.29 \text{ kN/m}$$

3.- La energía total disipada por ciclo será calculada dependiendo la rigidez efectiva del aislador, el desplazamiento de diseño y el amortiguamiento efectivo por medio de la siguiente ecuación:

$$W_D = 2\pi K_{eff} D^2 B_{eff}$$

$$W_D = 2\pi \left(1,346.29 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right) (0.22\text{m})^2 (0.15) = 59.04 \text{ kN/m}$$

Considerando los siguientes parámetros para “Q” y para “K<sub>r</sub>” para un aislador con núcleo de plomo se tienen las siguientes ecuaciones:

$$K_{eff} = K_p + \frac{Q}{D}$$

$$W_D = 4Q - (D - D_y)$$

$$D_y = \frac{Q}{K_e - K_p}$$

Donde:

K<sub>p</sub> = Rigidez horizontal

Q = Fuerza característica

D<sub>y</sub> = desplazamiento de fluencia

K<sub>1</sub> = Rigidez elástica

Despreciando de inicio el desplazamiento de fluencia “D<sub>y</sub>”, se obtiene un valor aproximado de “Q” con la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{W_D}{4D}$$



$$Q = \frac{59.04 \frac{kN}{m}}{4(0.22m)} = 68.42 \text{ kN}$$

Despejando de la ecuación 26 el valor de “Kp” se obtiene que:

$$K_p = K_{eff} - \frac{Q}{D}$$

$$K_p = \left( 1,346.29 \frac{kN}{m} \right) - \left( \frac{68.42 \text{ kN}}{0.22 \text{ m}} \right) = 1,029.08 \text{ kN/m}$$

Enseguida se recalcula el valor de la fuerza característica “Q”:

$$D_y = \frac{68.42 \text{ kN}}{10,290.75 \frac{kN}{m} - 1,029.08 \frac{kN}{m}} = 0.00739 \text{ m}$$

$$Q = \frac{59.04 \frac{kN}{m}}{4(.22 \text{ m} - .00739 \text{ m})} = 70.85 \text{ kN}$$

4.- Cálculo del área de plomo del aislador.

$$A_p = \frac{Q_d}{f_{py}}$$

Donde:

$A_p$  = Área de plomo necesaria

$Q_d$  = Fuerza característica

$f_{py}$  = Esfuerzo de fluencia de plomo

$$A_p = \frac{70.85 \text{ kN}}{10,000 \text{ kPa}} = 0.007 \text{ m}^2$$

Proponiendo los diámetros del aislador y núcleo, se tiene:

$d_a = 0.75 \text{ m}$  Diámetro propuesto del aislador

$d_n = 0.10 \text{ m}$  Diámetro propuesto del núcleo

Por lo cual, el área del núcleo del aislador es de:

$$A_n = \frac{\pi(d_n)^2}{4}$$



$$A_n = \frac{\pi(0.10 \text{ m})^2}{4} = 0.007854 \text{ m}^2$$

$$A_n = .007854 \text{ m}^2 > 0.007 \text{ m}^2$$

Por lo cual, el diámetro del núcleo cumple

5.- Cálculo de la rigidez del caucho del aislador.

$$K_p = K_H - \frac{Q}{D}$$

$$K_p = \left( 1,346.29 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) - \left( \frac{70.85 \text{ kN}}{0.22 \text{ m}} \right) = 1,017.83 \text{ kN/m}$$

6.- Cálculo del área de soporte del aislador.

$$A_{sop} = \frac{t_r K_p}{G}$$

Donde:

$$G = 700 \text{ kPa.}$$

$$T_c = 0.012 \text{ m}$$

$$\text{No. capas}_{sop} = 25.00$$

$$t_r = 25 * 0.012 \text{ m} = 0.30 \text{ m}$$

$$A_{sop} = \frac{(0.30 \text{ m})(1,017.83 \frac{\text{kN}}{\text{m}})}{700 \text{ kPa}} = 0.436211 \text{ m}^2$$

Dado que se propuso un diámetro del aislador de  $0.75 \text{ m}$  con un área de  $0.44178 \text{ m}^2$  se puede decir que el espesor del caucho y el área del aislador cumplen con lo requerido.

7.- Cálculo de la rigidez y amortiguamiento del soporte.

Despejando de la fórmula 32 se tiene:

$$K_p = \frac{A_{sop} G}{t_r}$$



$$K_p = \frac{(0.44178 \text{ m}^2)(700 \text{ kPa})}{0.30 \text{ m}} = 1,030.84 \text{ kN/m}$$

Recalculando la rigidez efectiva se tiene:

$$K_{eff} = 1,030.84 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + \frac{70.85 \text{ kN}}{0.22 \text{ m}} = 1,359.30 \text{ kN/m.}$$

Recalculando la energía disipada:

$$W_D = 4Q(D - D_y)$$

$$W_D = 4(70.85 \text{ kN})(0.022 \text{ m} - 0.00739) = 59.04 \text{ kN.}$$

Recalculando el amortiguamiento:

$$\beta = \frac{W_D}{2\pi K_{eff} D^2}$$

$$\beta = \frac{59.04 \text{ kN}}{2\pi(1,359.30 \frac{\text{kN}}{\text{m}})(0.22\text{m}^2)} = 14.86\%$$

8.- Cálculo del desplazamiento total.

$$D_{TD} = D_D \left( 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right)$$

Donde:

d = La mayor dimensión del edificio en planta

b = La menor dimensión del edificio en planta

y = Distancia perpendicular a la carga sísmica entre el centro de rigidez de sistema de aislación y el elemento de interés

e = Excentricidad

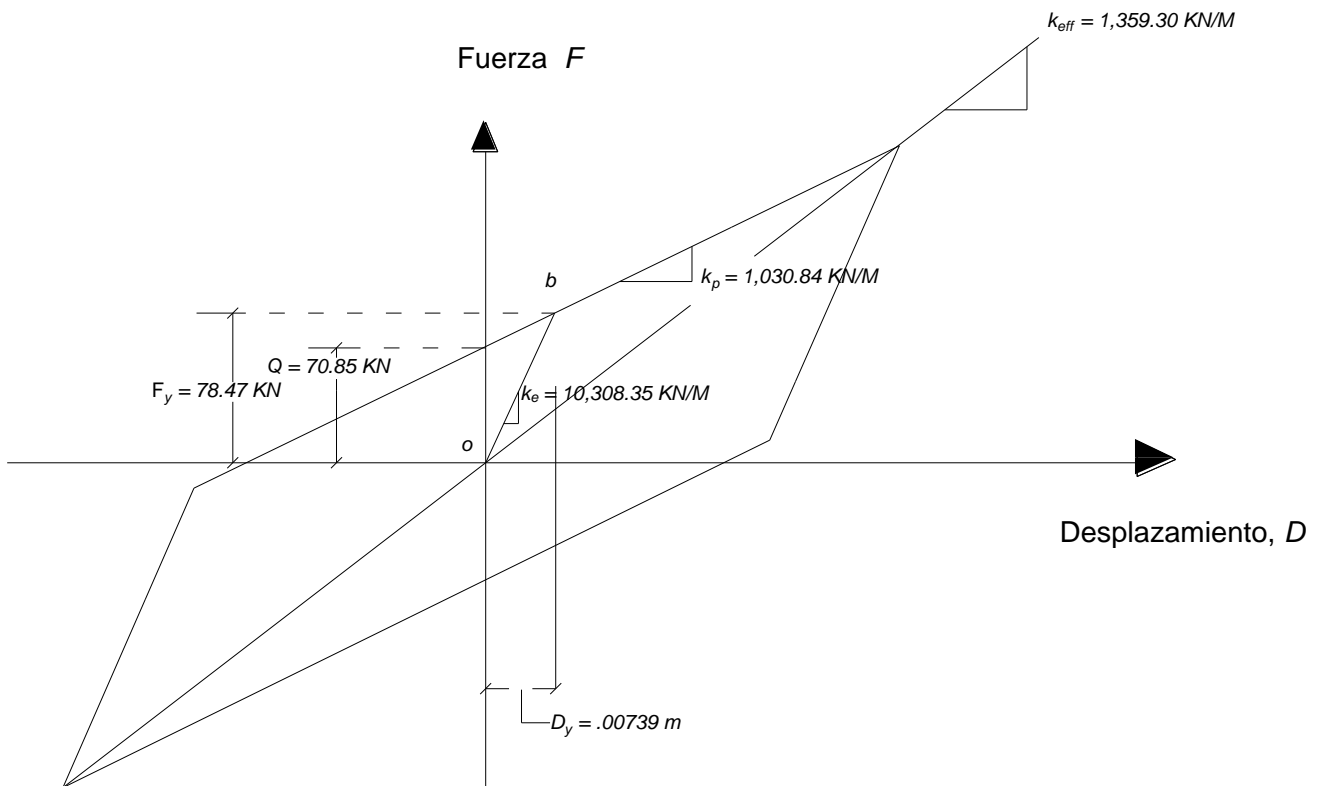
$$D_{TD} = 0.22 \text{ m} \left( 1 + 5.90\text{m} \left( \frac{12(0.69 \text{ m})}{139.24^2 + 556.96^2} \right) \right)$$

$$D_{TD} = 0.22 \text{ m}$$



Datos Finales de Diseño.	
$K_{eff} =$	1,359.30 kN/m
$K_e =$	10,308.35 kN/m
$F_y =$	78.47 kN
$Q =$	70.85 kN
$D_y =$	0.00739 m
$K_p =$	1,030.84 kN/m

**Datos para crear el modelo bilineal del Aislador Tipo I para sismo de diseño**



**Características dinámicas del Aislador Tipo I para sismo de diseño**



## Diseño de aislador "Tipo II" para sismo de diseño

1.- El primer paso es el cálculo del desplazamiento de diseño del aislador proponiendo un periodo del sistema con aisladores de 2.0 s y un amortiguamiento del 15% por medio de la ecuación 22.

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \left(\frac{S_{D1} T_D}{B_D}\right)$$

$B_D$  se determina por medio de la siguiente ecuación.

$$B_D = \frac{1}{[0.25[1-\ln 0.15]]}$$

Donde:

$T_D$  = Periodo del sistema con aisladores = 2.0 s

$S_{D1}$  = Coeficientes espectrales = 0.60

$B_D$  = Factor de reducción de rigidez

$$B_D = \frac{1}{[0.25[1-\ln 0.15]]} = 1.381$$

$$D_D = \left(\frac{9.81 \frac{m}{s^2}}{4\pi^2}\right) \left(\frac{0.60(2.00)}{1.381}\right) = 0.22 \text{ m}$$

2.- El cálculo de la rigidez horizontal del aislador se determinará por medio de la siguiente ecuación, tomando en cuenta el peso que sostiene 1 columna "W".

$$K_H = \left(\frac{W}{g}\right) \left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2$$

Donde:

$K_H$  = Rigidez Horizontal

$S_{D1}$  = Coeficientes espectrales = 0.60

$B_D$  = Factor de reducción de rigidez

$$K_H = \left(\frac{811.66 \text{ kN}}{9.81 \frac{m}{s^2}}\right) \left(\frac{2\pi}{2}\right)^2 = 816.59 \text{ kN/m}$$



3.- La energía total disipada por ciclo será calculada dependiendo la rigidez efectiva del aislador, el desplazamiento de diseño y el amortiguamiento efectivo por medio de la siguiente ecuación.

$$W_D = 2\pi K_{eff} D^2 B_{eff}$$

$$W_D = 2\pi \left(816.59 \frac{kN}{m}\right) (0.22m)^2 (0.15) = 35.81 \text{ kN/m.}$$

Considerando los siguientes parámetros para “Q” y para “K<sub>r</sub>” para un aislador con núcleo de plomo se tienen las siguientes ecuaciones.

$$K_{eff} = K_p + \frac{Q}{D}$$

$$W_D = 4Q - (D - D_y)$$

$$D_y = \frac{Q}{K_e - K_p}$$

Donde:

K<sub>p</sub> = Rigidez horizontal

Q = Fuerza característica

D<sub>y</sub> = desplazamiento de fluencia

K<sub>1</sub> = Rigidez elástica

Despreciando de inicio el desplazamiento de fluencia “D<sub>y</sub>”, se obtiene un valor aproximado de “Q” con la siguiente ecuación.

$$Q = \frac{W_D}{4D}$$

$$Q = \frac{35.81 \frac{kN}{m}}{4(0.22m)} = 41.50 \text{ kN}$$

Despejando de la ecuación 26 el valor de “K<sub>p</sub>” se obtiene que:

$$K_p = K_{eff} - \frac{Q}{D}$$

$$K_p = \left(816.59 \frac{kN}{m}\right) - \left(\frac{41.50 \text{ kN}}{0.22 \text{ m}}\right) = 624.19 \text{ kN/m}$$





6.- Cálculo del área de soporte del aislador.

$$A_{sop} = \frac{t_r K_p}{G}$$

Donde:

$$G = 700 \text{ kPa.}$$

$$T_c = 0.012 \text{ m.}$$

$$\text{No. capas}_{sop} = 25.00$$

$$t_r = 25 * 0.012 \text{ m} = 0.30 \text{ m.}$$

$$A_{sop} = \frac{(0.30 \text{ m})(617.36 \frac{\text{KN}}{\text{m}})}{700 \text{ KP}} = 0.264585 \text{ m}^2$$

Dado que se propuso un diámetro del aislador de  $0.60 \text{ m}$  con un área de  $0.282743 \text{ m}^2$  se puede decir que el espesor del caucho y el área del aislador cumplen con lo requerido.

7.- Cálculo de la rigidez y amortiguamiento del soporte.

Despejando de la fórmula 32 se tiene:

$$K_p = \frac{A_{sop} G}{t_r}$$

$$K_p = \frac{(0.282743 \text{ m}^2)(700 \text{ kPa})}{0.30 \text{ m}} = 659.73 \text{ kN/m}$$

Recalculando la rigidez efectiva se tiene:

$$K_{eff} = 659.73 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + \frac{42.97 \text{ kN}}{0.22 \text{ m}} = 858.96 \text{ kN/m}$$

Recalculando la energía disipada:

$$W_D = 4Q(D - D_y)$$

$$W_D = 4(42.97 \text{ kN})(0.22 \text{ m} - 0.00739) = 35.81 \text{ kN}$$



Recalculando el amortiguamiento:

$$\beta = \frac{W_D}{2\pi K_{eff} D^2}$$

$$\beta = \frac{35.81 \text{ kN}}{2\pi(858.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}})(0.22\text{m}^2)} = 14.26\%$$

8.- Cálculo del desplazamiento total.

$$D_{TD} = D_D \left( 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right)$$

Donde:

d = La mayor dimensión del edificio en planta

b = La menor dimensión del edificio en planta

y = Distancia perpendicular a la carga sísmica entre el centro de rigidez de sistema de aislación y el elemento de interés

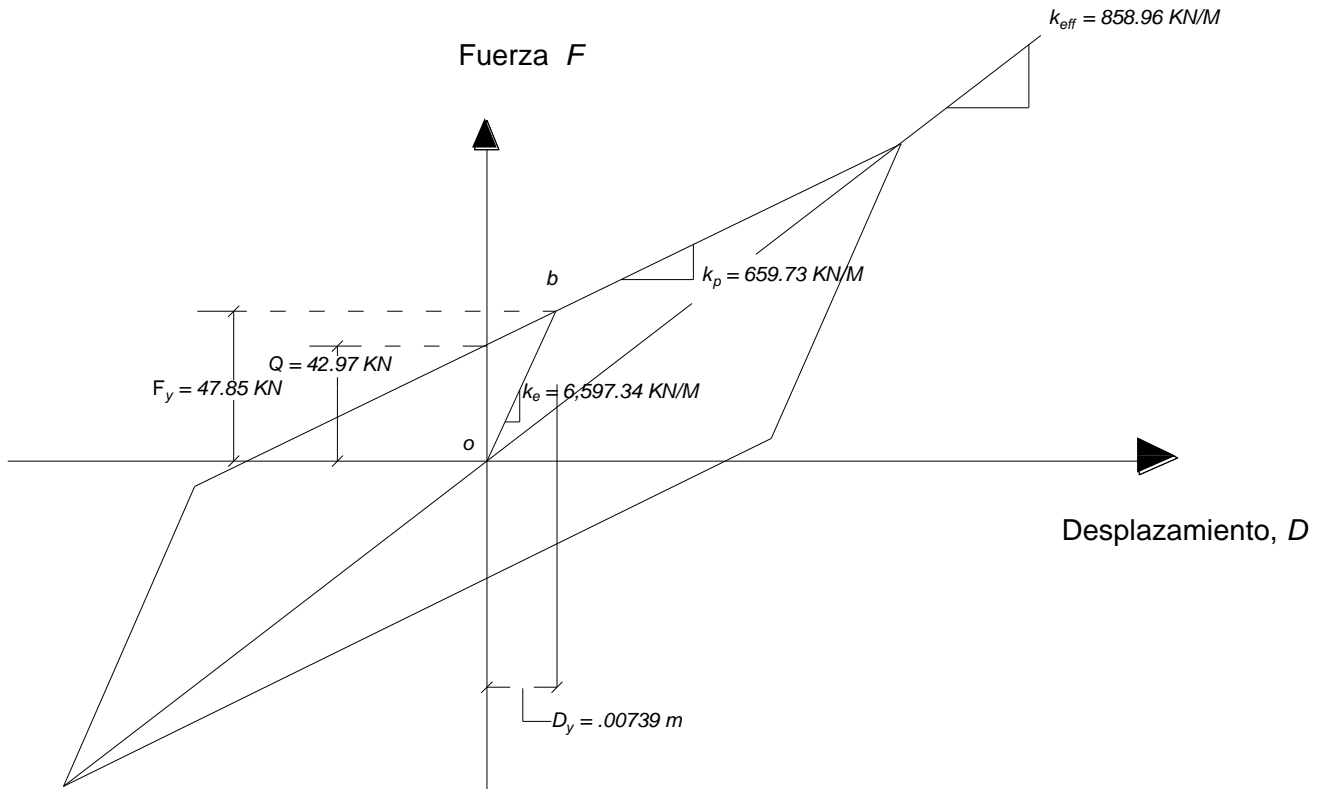
e = Excentricidad

$$D_{TD} = 0.22 \text{ m} \left( 1 + 5.90 \text{ m} \left( \frac{12(0.69 \text{ m})}{139.24 + 556.96} \right) \right)$$

$$D_{TD} = 0.23 \text{ m.}$$

Datos Finales de Diseño.	
$K_{eff} =$	858.96 kN/m
$K_e =$	6,597.34 kN/m
$F_y =$	47.85 kN
$Q =$	42.97 kN
$D_y =$	0.00739 m
$K_p =$	659.73 kN/m

***Datos para crear el modelo bilineal del Aislador Tipo II para sismo de diseño***



**Características dinámicas del Aislador Tipo II para sismo de diseño**



Diseño de aislador “Tipo I” con sismo máximo considerado

1.- El primer paso es el cálculo del desplazamiento de diseño del aislador proponiendo un periodo del sistema con aisladores de 2.5s y un amortiguamiento del 15% por medio de la ecuación 22.

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \left(\frac{S_{D1} T_D}{B_D}\right)$$

$B_D$  se determina por medio de la siguiente ecuación.

$$B_D = \frac{1}{[0.25[1-\ln 0.15]]}$$

Donde:

$T_D$  = Periodo del sistema con aisladores = 2.5s

$S_{D1}$  = Coeficientes espectrales = 0.60

$B_D$  = Factor de reducción de rigidez

$$B_D = \frac{1}{[0.25[1-\ln 0.15]]} = 1.381$$

$$D_D = \left(\frac{9.81 \frac{m}{s^2}}{4\pi^2}\right) \left(\frac{0.60(2.5)}{1.381}\right) = 0.27 \text{ m}$$

2.- El cálculo de la rigidez horizontal del aislador se determinará por medio de la siguiente ecuación, tomando en cuenta el peso que sostiene 1 columna “W”.

$$K_H = \left(\frac{W}{g}\right) \left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2$$

Donde:

$K_H$  = Rigidez Horizontal

$S_{D1}$  = Coeficientes espectrales = 0.60

$B_D$  = Factor de reducción de rigidez

$$K_H = \left(\frac{1338.16 \text{ kN}}{9.81 \frac{m}{s^2}}\right) \left(\frac{2\pi}{2.5}\right)^2 = 861.62 \text{ kN/m}$$



3.- La energía total disipada por ciclo será calculada dependiendo la rigidez efectiva del aislador, el desplazamiento de diseño y el amortiguamiento efectivo por medio de la siguiente ecuación.

$$W_D = 2\pi K_{eff} D^2 B_{eff}$$

$$W_D = 2\pi \left(861.62 \frac{kN}{m}\right) (0.27m)^2 (0.15) = 59.04 \text{ kN/m.}$$

Considerando los siguientes parámetros para “Q” y para “K<sub>r</sub>” para un aislador con núcleo de plomo se tienen las siguientes ecuaciones.

$$K_{eff} = K_p + \frac{Q}{D}$$

$$W_D = 4Q - (D - D_y)$$

$$D_y = \frac{Q}{K_e - K_p}$$

Donde:

K<sub>p</sub> = Rigidez horizontal

Q = Fuerza característica

D<sub>y</sub> = desplazamiento de fluencia

K<sub>1</sub> = Rigidez elástica

Despreciando de inicio el desplazamiento de fluencia “D<sub>y</sub>”, se obtiene un valor aproximado de “Q” con la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{W_D}{4D}$$

$$Q = \frac{59.04 \frac{kN}{m}}{4(0.27m)} = 54.74 \text{ kN}$$

Despejando de la ecuación 26 el valor de “K<sub>p</sub>” se obtiene que:

$$K_p = K_{eff} - \frac{Q}{D}$$

$$K_p = \left(861.62 \frac{kN}{m}\right) - \left(\frac{54.74 \text{ kN}}{0.27 \text{ m}}\right) = 658.61 \text{ kN/m.}$$





6.- Cálculo del área de soporte del aislador.

$$A_{sop} = \frac{t_r K_p}{G}$$

Donde:

$$G = 700 \text{ kPa}$$

$$T_c = 0.012 \text{ m}$$

$$\text{No. capas}_{sop} = 25.00$$

$$t_r = 25 * 0.012 \text{ m} = 0.30 \text{ m}$$

$$A_{sop} = \frac{(0.30 \text{ m})(651.41 \frac{\text{KN}}{\text{m}})}{700 \text{ KP}} = 0.279175 \text{ m}^2$$

Dado que se propuso un diámetro del aislador de  $0.75 \text{ m}$  con un área de  $0.441786 \text{ m}^2$  se puede decir que el espesor del caucho y el área del aislador cumplen con lo requerido.

7.- Cálculo de la rigidez y amortiguamiento del soporte.

Despejando de la fórmula 32 se tiene:

$$K_p = \frac{A_{sop} G}{t_r}$$

$$K_p = \frac{(0.441786 \text{ m}^2)(700 \text{ kPa})}{0.30 \text{ m}} = 1,030.84 \text{ kN/m}$$

Recalculando la rigidez efectiva se tiene:

$$K_{eff} = 1,030.84 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + \frac{56.68 \text{ kN}}{0.27 \text{ m}} = 1,241.05 \text{ kN/m}$$

Recalculando la energía disipada:

$$W_D = 4Q(D - D_y)$$

$$W_D = 4(56.68 \text{ kN})(0.27 \text{ m} - 0.00923) = 59.04 \text{ kN}$$



Recalculando el amortiguamiento:

$$\beta = \frac{W_D}{2\pi K_{eff} D^2}$$

$$\beta = \frac{59.04 \text{ kN}}{2\pi(1,241.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}})(0.27\text{m}^2)} = 10.41\%$$

8.- Cálculo del desplazamiento total.

$$D_{TD} = D_D \left( 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right)$$

Donde:

d = La mayor dimensión del edificio en planta

b = La menor dimensión del edificio en planta

y = Distancia perpendicular a la carga sísmica entre el centro de rigidez de sistema de aislación y el elemento de interés

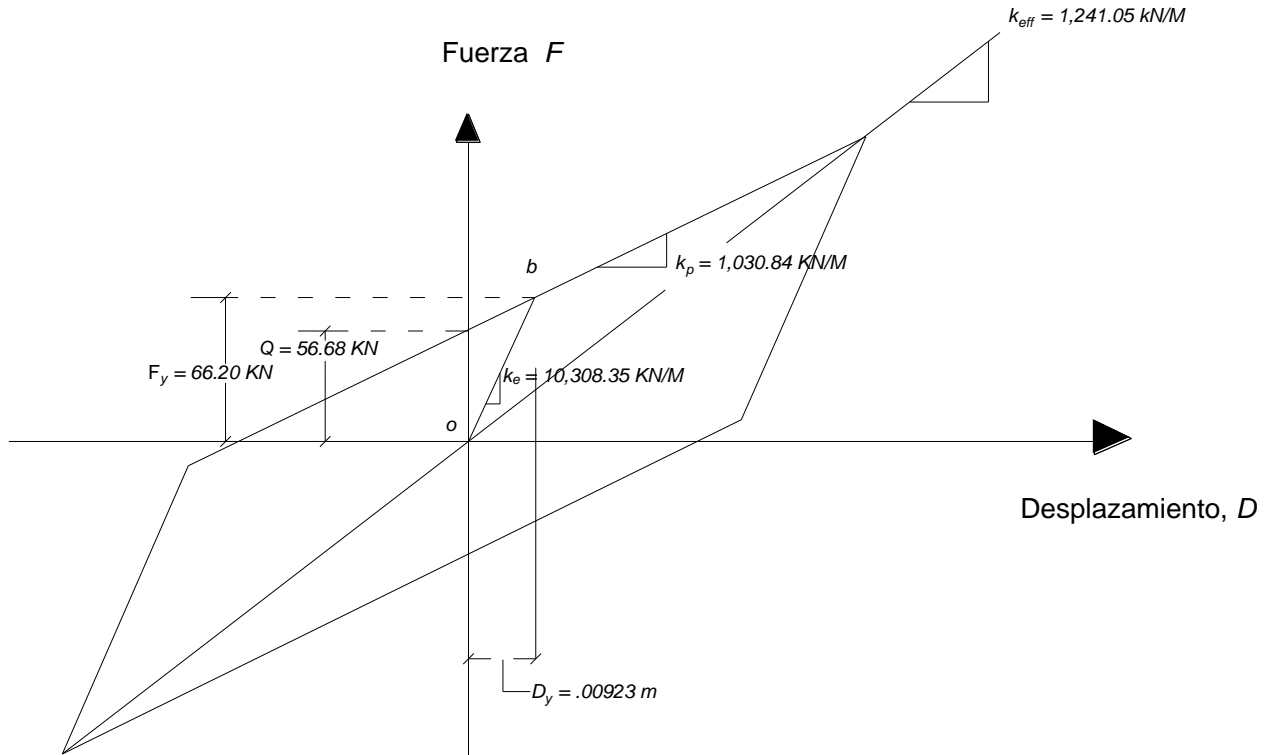
e = Excentricidad

$$D_{TD} = 0.27 \text{ m} \left( 1 + 5.90 \text{ m} \left( \frac{12(0.69 \text{ m})}{139.24 + 556.96} \right) \right)$$

$$D_{TD} = 0.29 \text{ m.}$$

Datos Finales de Diseño.	
$K_{eff} =$	1,241.05 kN/m
$K_e =$	10,308.35 kN/m
$F_y =$	66.20 kN
$Q =$	56.68 kN
$D_y =$	0.00923 m
$K_p =$	1,030.84 kN/m

***Datos para crear el modelo bilineal del Aislador Tipo I para sismo máximo considerado***



**Características del aislador Tipo I para sismo máximo considerado.**



Diseño de aislador “Tipo II” con sismo máximo considerado

1.- El primer paso es el cálculo del desplazamiento de diseño del aislador proponiendo un periodo del sistema con aisladores de 2.5s y un amortiguamiento del 15% por medio de la ecuación 22.

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \left(\frac{S_{D1} T_D}{B_D}\right)$$

$B_D$  se determina por medio de la siguiente ecuación:

$$B_D = \frac{1}{[0.25[1-\ln 0.15]]}$$

Donde:

$T_D$  = Periodo del sistema con aisladores = 2.5s

$S_{D1}$  = Coeficientes espectrales = 0.60

$B_D$  = Factor de reducción de rigidez

$$B_D = \frac{1}{[0.25[1-\ln 0.15]]} = 1.381$$

$$D_D = \left(\frac{9.81 \frac{m}{s^2}}{4\pi^2}\right) \left(\frac{0.60(2.5)}{1.381}\right) = 0.27 \text{ m}$$

2.- El cálculo de la rigidez horizontal del aislador se determinará por medio de la siguiente ecuación, tomando en cuenta el peso que sostiene 1 columna “W”.

$$K_H = \left(\frac{W}{g}\right) \left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2$$

Donde:

$K_H$  = Rigidez Horizontal

$S_{D1}$  = Coeficientes espectrales = 0.60

$B_D$  = Factor de reducción de rigidez

$$K_H = \left(\frac{811.66 \text{ kN}}{9.81 \frac{m}{s^2}}\right) \left(\frac{2\pi}{2.5}\right)^2 = 522.62 \text{ kN/m}$$



3.- La energía total disipada por ciclo será calculada dependiendo la rigidez efectiva del aislador, el desplazamiento de diseño y el amortiguamiento efectivo por medio de la siguiente ecuación.

$$W_D = 2\pi K_{eff} D^2 B_{eff}$$

$$W_D = 2\pi \left( 522.62 \frac{kN}{m} \right) (0.27m)^2 (0.15) = 35.81 \text{ kN/m}$$

Considerando los siguientes parámetros para “Q” y para “K<sub>r</sub>” para un aislador con núcleo de plomo se tienen las siguientes ecuaciones.

$$K_{eff} = K_p + \frac{Q}{D}$$

$$W_D = 4Q - (D - D_y)$$

$$D_y = \frac{Q}{K_e - K_p}$$

Donde:

K<sub>p</sub> = Rigidez horizontal

Q = Fuerza característica

D<sub>y</sub> = desplazamiento de fluencia

K<sub>1</sub> = Rigidez elástica

Despreciando de inicio el desplazamiento de fluencia “D<sub>y</sub>”, se obtiene un valor aproximado de “Q” con la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{W_D}{4D}$$

$$Q = \frac{35.81 \frac{kN}{m}}{4(0.27m)} = 33.20 \text{ kN}$$

Despejando de la ecuación 26 el valor de “K<sub>p</sub>” se obtiene que:

$$K_p = K_{eff} - \frac{Q}{D}$$

$$K_p = \left( 522.62 \frac{kN}{m} \right) - \left( \frac{33.20 \text{ kN}}{0.27 \text{ m}} \right) = 399.48 \text{ kN/m}$$





6.- Cálculo del área de soporte del aislador.

$$A_{sop} = \frac{t_r K_p}{G}$$

Donde:

$$G = 700 \text{ kPa}$$

$$T_c = 0.012 \text{ m}$$

$$\text{No. capas}_{sop} = 25.00$$

$$t_r = 25 * 0.012 \text{ m} = 0.30 \text{ m}$$

$$A_{sop} = \frac{(0.30 \text{ m})(395.11 \frac{\text{KN}}{\text{m}})}{700 \text{ KP}} = 0.169334 \text{ m}^2$$

Dado que se propuso un diámetro del aislador de  $0.60 \text{ m}$  con un área de  $0.282743 \text{ m}^2$  se puede decir que el espesor del caucho y el área del aislador cumplen con lo requerido.

7.- Cálculo de la rigidez y amortiguamiento del soporte.

Despejando de la fórmula 32 se tiene:

$$K_p = \frac{A_{sop} G}{t_r}$$

$$K_p = \frac{(0.282743 \text{ m}^2)(700 \text{ kPa})}{0.30 \text{ m}} = 659.73 \text{ kN/m}$$

Recalculando la rigidez efectiva se tiene:

$$K_{eff} = 659.73 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + \frac{34.38 \text{ kN}}{0.27 \text{ m}} = 787.24 \text{ kN/m}$$

Recalculando la energía disipada:

$$W_D = 4Q(D - D_y)$$

$$W_D = 4(34.38 \text{ kN})(0.27 \text{ m} - 0.00923) = 35.81 \text{ kN}$$



Recalculando el amortiguamiento:

$$\beta = \frac{W_D}{2\pi K_{eff} D^2}$$

$$\beta = \frac{35.81 \text{ kN}}{2\pi(787.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}})(0.27\text{m}^2)} = 9.96\%$$

8.- Cálculo del desplazamiento total.

$$D_{TD} = D_D \left( 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right)$$

Donde:

d = La mayor dimensión del edificio en planta

b = La menor dimensión del edificio en planta

y = Distancia perpendicular a la carga sísmica entre el centro de rigidez de sistema de aislación y el elemento de interés

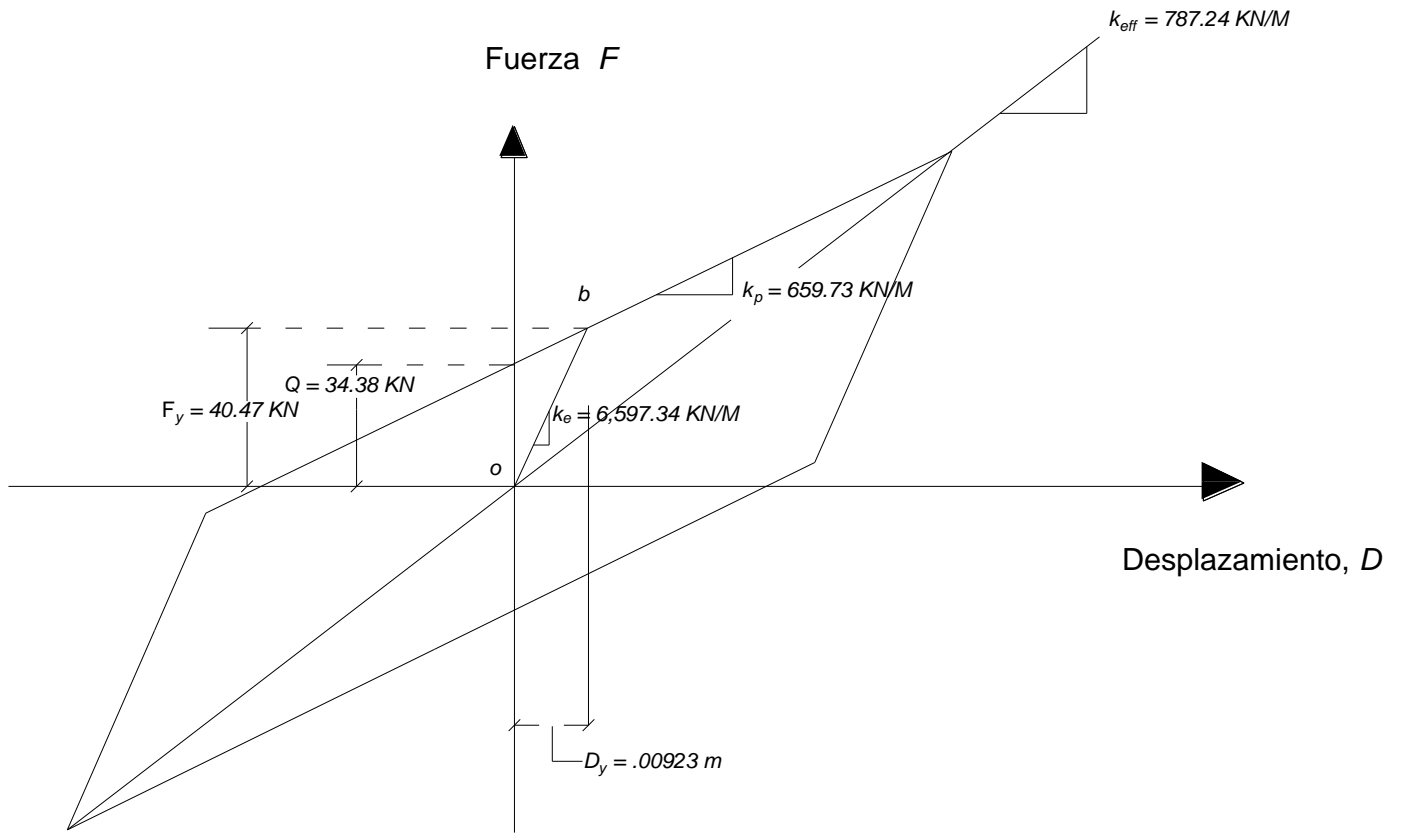
e = Excentricidad

$$D_{TD} = 0.27 \text{ m} \left( 1 + 5.90 \text{ m} \left( \frac{12(0.69 \text{ m})}{139.24 + 556.96} \right) \right)$$

$$D_{TD} = 0.29 \text{ m}$$

Datos Finales de Diseño.	
$K_{eff} =$	787.24 kN/m
$K_e =$	6,597.34 kN/m
$F_y =$	40.47 kN
$Q =$	34.38 kN
$D_y =$	0.00739 m
$K_p =$	659.73 kN/m

***Datos para crear el modelo bilineal del Aislador Tipo II para sismo máximo considerado***



**Características del aislador Tipo II para sismo máximo considerado.**



# Referencias



*AISC 360 (2010)* "Specification for Structural Steel Buildings", USA

*ACI 318 (2014)*, "Building Code Requirements for Structural Concrete", USA

*ASCE Standard 7 (2010)*, "Minimum Design Loads for Building and Other Structures", USA

*ASCE Standard 41 (2013)*, "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings", USA

*Bazán Enrique, Meli Roberto (2002)*, "Diseño Sísmico de Edificios", D.F., México.

*Cheng Franklin Y., Hongping Jian and Kangyu Lou (2008)*, "Smart structures: Innovative Systems for Seismic Response Control", USA

*Meli Piralla Roberto (2001)*, "Diseño Estructural", D.F., México.

*Naeim Farzad, Ph.D., S.E., Kelly James M., Ph.D. (1999)*, "Design of Seismic Isolated Structures", New York, NY, EEUU.

*Fip Industriale (2016)*, "Elastomeric devices" (Manual S02), Italy.

*Gómez Chávez Salvador Ismael (2007)*, "Análisis Sísmico Moderno", D.F., México.

*Lluhen Ortiz Ernesto (2011)*, "Evaluación de la Respuesta Estructural de un Edificio Utilizando Dispositivos de Aislamiento de Base", Tesis de Maestría, Universidad Autónoma de Baja California, Ensenada, B.C., México.

*Taylor Andrew W., Ph.D., Takeru Igusa, Ph.D. (2004)*, "Primer on Seismic Isolation", ASCE, SEI, Reston, Virginia, EEUU.

*Sánchez Vergara Ricardo (2007)*, "Análisis y Diseño No Lineal de Edificio de Tres Niveles con Estructura de Concreto para 12 Aulas", Tesis de Maestría, Universidad Autónoma de Baja California, Ensenada, B.C., México.

*Somerville Paul G. (2003)*, "Magnitude scaling of the near fault rupture directivity pulse", Physics of the Earth and Planetary Interiors 137, USA