

Universidad Autónoma de Baja California



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

“Evaluación de la Respuesta Estructural de un Edificio Utilizando Dispositivos de Aislamiento en la Base”

TESIS

que para obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERÍA

Presenta:

ERNESTO LLUHEN ORTIZ

Ensenada, B.C. a Agosto de 2011

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA

FACULTAD DE INGENIERÍA

UNIDAD ENSENADA

Evaluación de la Respuesta Estructural de un Edificio Utilizando Dispositivos de Aislamiento en la Base.

TESIS

Que para obtener el grado de maestría en ingeniería presenta:

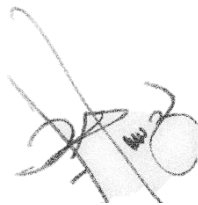
Ernesto Lluhen Ortiz

Aprobada por:



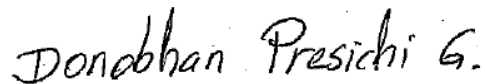
M.I Joel M. Ojeda Ruiz

Director de tesis



M.I Ricardo Sánchez Vergara

Miembro del comité



M.I Donobhan Presichi Gerardo

Miembro del comité

Ensenada Baja California, México. 21/ Julio/ 2011

Dedicatoria

A Dios, por bendecirme con una familia maravillosa, ponerme en mi camino a una mujer tan especial, y darme la dicha de que llegara este momento.

A mi prometida, por ser la persona más especial en mi vida, por creer en mí, por la motivación y paciencia que han dado frutos en la culminación de este proyecto, Te amo.

A mis padres, por el sacrificio realizado durante muchos años para formar la persona que soy hoy en día, gracias por su amor y apoyo, va por ustedes.

A mis hermanos, por su apoyo moral y aguantarme durante todos estos años, también va por ustedes.

A mis sobrinos, Ma. Fernanda, L. Fernando, Grecia, Raúl y Sebastián, porque gracias a ustedes me siento niño de nuevo.

A mi amigo Ricardo Sánchez, por ser la piedra angular de este proyecto, el responsable de mi crecimiento profesional, y sobre todo por convertirse en un gran consejero y mi mejor amigo, gracias por todo.

Agradecimientos

Al Ing. Joel Ojeda, director de tesis, por compartir su tiempo y conocimientos para la elaboración de este proyecto, y sobre todo por su amistad y paciencia a lo largo de este trabajo.

Al Ing. Ricardo Sánchez, sinodal, gracias por tus consejos y colaboración dentro del trabajo, por tu amistad y por incitarme a comenzar este proyecto.

Al Ing. Donobhan Presichi, sinodal, gracias por tus consejos, paciencia y amistad.

Al Dr. Fortunato Espinoza, maestro, por compartir sus conocimientos y brindarme su apoyo.

A mis amigos, Rosita, Lupita, Linda, Elías, Damián, Alberto, Pedro, gracias por su apoyo y sobre todo por su valiosa amistad.

A mis compañeros de trabajo, Julián, Jesús, Micky, Gerardo, por compartir parte de este proyecto.

INDICE

CAPÍTULO 1.

1.0 Introduccion.	1
1.1 Resumen	2
1.2 Antecedentes	3
1.3 Historia de los Dispositivos de Aislación Sísmica	4
1.4 Tipos de Aisladores Sísmicos	8
1.4.1 Aisladores Tipo Elastómeros	8
1.4.2 Aisladores Tipo Friccionantes	9
1.4.3 Características Deseables del Sistema de Aislamiento	10
1.5 Descripción del Proyecto	11
1.6 Objetivos	13
1.7 Justificación	14
1.8 Reglamentación	11

CAPÍTULO 2.

2.0 Descripción de la Metodología.	16
2.1 Análisis y Diseño Convencional	17
2.1.1 Descripción	17
2.1.2 Análisis de Cargas Gravitacionales	17
2.1.3 Análisis de Cargas accidentales	17
2.1.4 Finalidad	21
2.2 Análisis y Diseño No Lineal con Base Rígida	22
2.2.1 Descripción	22
2.2.2 Procedimiento	22
2.2.3 Finalidad	23
2.3 Diseño de Aisladores Sísmicos	24
2.3.1 Descripción	24
2.3.2 Procedimiento	24
2.3.3 Finalidad	25
2.4 Análisis y Diseño No Lineal con Base Flexible	25
2.4.1 Descripción	25

2.4.2	Procedimiento.....	25
2.4.3	Finalidad.....	25

CAPÍTULO 3.

3.0	Análisis y Diseño Convencional.	26
3.1	Análisis de Cargas Gravitacionales.....	27
3.2	Análisis de Cargas Accidentales	28
3.2.1	Determinación del Cortante Basal.....	28
3.2.2	Determinación de Fuerzas Laterales.....	29
3.3	Modelado Tridimensional de la Estructura	31
3.4	Revisión de Desplazamientos Relativos de Entrepiso.....	32
3.5	Determinación de los Efectos P-Delta.....	35
3.6	Análisis Estructural y Combinaciones de Carga	37
3.6.1	Combinaciones Básicas	37

CAPÍTULO 4.

4.0	Análisis y Diseño No Lineal con Base Rígida	38
4.1	Análisis Dinámico en la Historia del Tiempo	39
4.2	Revisión de Distorsiones de Entrepiso a Nivel de Sismo de Diseño.....	41
4.2.1	Distorsiones de Entrepiso en Dirección “X” a Nivel de Sismo de Diseño.....	41
4.2.2	Distorsiones de Entrepiso en Dirección “Y” a Nivel de Sismo de Diseño.....	43
4.3	Revisión de Distorsiones de Entrepiso a nivel de Sismo Máximo Esperado.	44
4.3.1	Distorsión de Entrepiso en Dirección “X” a Nivel de Sismo Máximo Esperado.	44
4.3.2	Distorsiones de entrepiso en Dirección “Y” a Nivel de Sismo Máximo Esperado.	45
4.4	Revisión de Rotaciones Plásticas de la Estructura.	47
4.4.1	Niveles de Desempeño.	47
4.4.2	Rotaciones Plásticas de las Vigas a Nivel de Sismo de Diseño.	48
4.4.3	Rotaciones Plásticas de las vigas a Nivel de Sismo Máximo Esperado.	50

CAPÍTULO 5.

5.0	Diseño del Dispositivo de Aislación Sísmica.	51
5.1	Introducción.	52
5.2	Modelo Bilineal.	53

5.3 Diseño de Dispositivo de Aislación basal de Caucho con Núcleo de Plomo.	55
5.3.1 Desplazamiento de Diseño.	56
5.3.2 Rigidez Horizontal de un Solo Disipador.	56
5.3.3 Energía Disipada por Ciclo.	56
5.3.4 Área Total de Plomo para Aislador.	57
5.3.5 Área de Soporte.	57
5.3.6 Rigidez de Soporte.	58
5.3.7 Desplazamientos Totales.	58
5.3.8 Datos Finales de diseño.	59
5.4 Modelo Tridimensional de la estructura con Base Flexible.	60
5.4.1 Ejes de Referencia.	60
5.4.2 Selección del Aislador de SAP2000.	60
5.4.3 Características Mecánicas del Aislador.	61
5.4.4 Colocación del Dispositivo.	62

CAPÍTULO 6.

6.0 Análisis y Diseño No Lineal con Base Flexible.	64
6.1 Análisis Dinámico (Historia del Tiempo).	65
6.2 Revisión de Distorsiones de Entrepiso a Nivel de Sismo de Diseño.	65
6.2.1 Distorsiones de Entrepiso a Nivel de Sismo de Diseño en Dirección “X”.	65
6.2.2 Distorsiones de Entrepiso a Nivel de Sismo de Diseño en Dirección “Y”.	66
6.3 Revisión de Distorsiones de Entrepiso a Nivel de Sismo Máximo Esperado.	67
6.3.1 Distorsiones de Entrepiso a Nivel de Sismo Máximo Esperado en Dirección “X”.	67
6.3.2 Distorsiones de Entrepiso a Nivel de Sismo Máximo Esperado en Dirección “Y”.	68
6.4 Comportamiento Mecánico del Dispositivo de Aislación Basal.	69
6.5 Comparativa de Resultados.	72
6.5.1 Comparativa de Distorsiones de Entrepiso con Base Rígida y Base Flexible.	72
6.6 Comentarios, Conclusiones y Recomendaciones.	74
ANEXOS.	88
REFERENCIAS.	91

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 1.

FIGURA 1.1: Principales Fallas Geológicas de la Región Norte de Baja California y estaciones de la Red Sísmica del Noroeste de México.....	3
FIGURA 1.2: Comportamiento Dinámico de un Edificio con Base Rígida y uno con Aislación Basal.....	5
FIGURA 1.3: Dispositivo de Aislación Basal Utilizado en la Escuela Heinrich Pestalozzi en el año de 1969.....	6
FIGURA 1.4: Edificio “Foothill” communities Law and Justice Center”, en Rancho Cucamonga, California, primer Edificio Diseñado con Aislación Basal en Estados Unidos.....	7
FIGURA 1.5: Edificio “Tohoku Electric Power Company” en Japon.....	8
FIGURA 1.6: Aislador Elastómero con Núcleo de Plomo y Comportamiento Histerético “Lead Rubber Bearing”.	9
FIGURA 1.7: Aislador Péndulo de Fricción y Comportamiento Histeretico “Filter Pendulum System”.....	9
FIGURA 1.8: Punto de Localización (círculo rojo) del edificio, con Coordenadas Geodésicas Latitud 32 ⁰ 03’25.88” Norte y Longitud 116 ⁰ 52’44.29” Oeste (Google, 2008).	11
FIGURA 1.9: Planta Arquitectónica del 3ro al 12vo. Nivel.....	11
FIGURA 1.10: Planta Arquitectónica del 1er Nivel.....	12
FIGURA 1.11: Planta Arquitectónica del 2do Nivel.....	12
FIGURA 1.12: Planta Estructural Tipo.....	13
FIGURA 1.13: Población Total del Estado de Baja California (INEGI. Censo de población y Vivienda, 2005).....	14

CAPÍTULO 2.

FIGURA 2.1: Grafica de Niveles de Desempeño Estructural.....	18
FIGURA 2.2: Figura de Distribución de Fuerzas Laterales en Entrepiso.....	19
FIGURA 2.3: Representación de Desplazamiento Relativos de Entrepiso.....	20

CAPÍTULO 3.

FIGURA 3.1: Áreas Tributarias en Viga.....	27
FIGURA 3.2: Espectro de Respuesta a Nivel de Sismo de Diseño.....	29
FIGURA 3.3: Perspectiva Estructural en SAP2000 V14.2.....	31
FIGURA 3.4: Grafica de Desplazamientos Relativos de Entrepiso de Acuerdo a Análisis de Fuerzas Laterales.	33
FIGURA 3.5: Grafica de Distorsiones de Entrepiso de Acuerdo a Análisis de Fuerzas Laterales... ..	34

CAPÍTULO 4.

FIGURA 4.1: Registro de Aceleraciones “nr94cnp196”.	39
FIGURA 4.2: Espectros de Respuesta Producto de los Acelerogramas a Nivel de Sismo de Diseño.	40
FIGURA 4.3: Espectros de Respuesta Producto de los Acelerogramas a Nivel de Sismo Máximo Esperado.....	40
FIGURA 4.4: Perfil de Distorsiones de Entrepiso en Dirección “X” para Sismo de Diseño con Base Rígida.	42
FIGURA 4.5: Perfil de Distorsiones de Entrepiso en Dirección “Y” para Sismo de Diseño con Base Rígida.	43
FIGURA 4.6: Perfil de Distorsiones de Entrepiso en Dirección “X” para Sismo Máximo Esperado.	45

FIGURA 4.7: Perfil de Distorsiones de Entrepiso en Dirección “Y” para Sismo Máximo Esperado.	46
FIGURA 4.8: Modelo Fuerza-Deformación para el Análisis No (FEMA 356)	48
FIGURA 4.9: Entrada de datos del modelo no lineal para el programa SAP2000V14.2.....	48
FIGURA 4.10: Rotaciones Plásticas en Vigas en Dirección “X” a Nivel de Sismo de diseño con base rígida.	49
FIGURA 4.11: Rotaciones Plásticas en Vigas en Dirección “Y” a Nivel de Sismo de diseño con base rígida.	49
FIGURA 4.12: Rotaciones Plásticas en Vigas en Dirección “X” a Nivel de Sismo de Máximo Esperado con base rígida.	50
FIGURA 4.13: Rotaciones Plásticas en Vigas en Dirección “Y” a Nivel de Sismo de Máximo Esperado con base rígida.	50
 CAPITULO 5.	
FIGURA 5.1: Modelo Histerético de Aisladores.....	52
FIGURA 5.2: Modelo Visco-elástico.....	52
FIGURA 5.3: Parámetros del Modelo Histerético.....	53
FIGURA 5.4: Parámetros del modelo Histerético del Dispositivo a Utilizar.....	59
FIGURA 5.5: Eje de Coordenadas para el Aislador en SAP2000V14.2.....	60
FIGURA 5.6: Cuadro de Dialogo para la selección de Aisladores en SAP2000V14.2.....	61
FIGURA 5.7: Cuadro de Dialogo para Propiedades del Aisladores en SAP2000V14.2.....	61
FIGURA 5.8: Cuadro de Dialogo para Aisladora Tipo Elastómero.....	62
FIGURA 5.9: Cuadro de Dialogo Mostrando las Operaciones de Elementos Tipo Aislador que se puedencolocar.....	62
FIGURA 5.10: Comparativo de Nodo Simple y Nodo con Aislador.....	63
FIGURA 5.11: Modelo Matemático en 3D con Aisladores Sísmicos.....	63

CAPÍTULO 6.

FIGURA 6.1: Perfil de Distorsiones de Entrepiso en Dirección “X” para Sismo de Diseño con Base Flexible.	66
FIGURA 6.2: Perfil de Distorsiones de Entrepiso en Dirección “Y” para Sismo de Diseño con Base Flexible.	67
FIGURA 6.3: Perfil de Distorsiones de Entrepiso en Dirección “X” para Sismo de Máximo con Base Flexible.	68
FIGURA 6.4: Perfil de Distorsiones de Entrepiso en Dirección “Y” para Sismo de Máximo con Base Flexible.	69
FIGURA 6.5: Planta de Localización de Aisladores de Base	70
FIGURA 6.6: Historia de Desplazamiento del Dispositivo Colocado en el Nodo 21.....	70
FIGURA 6.7: Grafica Fuerza-Deformación, Obtenida del Modelo Analítico para Sismo de Diseño en Loma Prieta HSP000.....	71
FIGURA 6.8: Perfil de Distorsiones de Entrepiso para Base Rígida y Base Flexible para Sismo de Diseño en dirección “X”.	72
FIGURA 6.9: Perfil de Distorsiones de Entrepiso para Base Rígida y Base Flexible para Sismo de Diseño en dirección “Y”.	72
FIGURA 6.10: Perfil de Distorsiones de Entrepiso para Base Rígida y Base Flexible para Sismo Máximo en dirección “X”.	73
FIGURA 6.11: Perfil de Distorsiones de Entrepiso para Base Rígida y Base Flexible para Sismo de Máximo en dirección “Y”.	73

LISTA DE TABLAS

CAPÍTULO 3.

TABLA 3.1: Distribución de Fuerzas Laterales en Ambas Direcciones	30
TABLA 3.2: Desplazamientos Relativos de Entrepiso para la Dirección “X”	32
TABLA 3.3: Desplazamientos Relativos de Entrepiso para la Dirección “Y”	33
TABLA 3.4: Índice de estabilidad para la dirección “X”	35
TABLA 3.5: Índice de estabilidad para la dirección “Y”	36

CAPÍTULO 4.

TABLA 4.1: Registros Sísmicos	39
TABLA 4.2: Distorsiones “X” a nivel de sismo de diseño en sentido positivo	41
TABLA 4.3: Distorsiones “X” a nivel de sismo de diseño en sentido negativo.....	41
TABLA 4.4: Distorsiones “Y” a nivel de sismo de diseño en sentido positivo	43
TABLA 4.5: Distorsiones “Y” a nivel de sismo de diseño en sentido negativo.....	43
TABLA 4.6: Distorsiones “X” a nivel de sismo de diseño en sentido positivo	44
TABLA 4.7: Distorsiones “X” a nivel de sismo de diseño en sentido negativo.....	44
TABLA 4.8: Distorsiones “Y” a nivel de sismo de diseño en sentido positivo	45
TABLA 4.9: Distorsiones “Y” a nivel de sismo de diseño en sentido negativo.....	46

CAPÍTULO 5.

TABLA 5.1: Datos finales de diseño para el dispositivo utilizado.....	59
--	----

CAPÍTULO 6.

TABLA 6.1: Distorsiones “X” a nivel de sismo de diseño en sentido positivo	
“Base flexible”	65
TABLA 6.2: Distorsiones “X” a nivel de sismo de diseño en sentido negativo	
“Base flexible”	65
TABLA 6.3: Distorsiones “Y” a nivel de sismo de diseño en sentido positivo	
“Base flexible”	66
TABLA 6.4: Distorsiones “Y” a nivel de sismo de diseño en sentido negativo	
“Base flexible”	66
TABLA 6.5: Distorsiones “X” a nivel de sismo Máximo en sentido positivo	
“Base flexible”	67
TABLA 6.6: Distorsiones “X” a nivel de sismo Máximo en sentido negativo	
“Base flexible”	68
TABLA 6.7: Distorsiones “Y” a nivel de sismo Máximo en sentido positivo	
“Base flexible”	68
TABLA 6.8: Distorsiones “Y” a nivel de sismo Máximo en sentido negativo	
“Base flexible”	69

Capítulo 1

Introducción

1.1 Resumen

En el presente trabajo se muestran los resultados obtenidos, producto del análisis y diseño estructural para un edificio de 12 niveles de acero estructural, sometido a cargas gravitacionales y fuerzas laterales. El edificio será diseñado considerando 2 propuestas, la primera se tomara en cuenta un análisis convencional considerando la base del edificio como rígida, mientras que la segunda propuesta será considerando dispositivos de aislamiento sísmico en la base, haciendo así, la estructura flexible en su base. La finalidad de este trabajo es presentar una comparativa de resultados debido al comportamiento dinámico de la estructura para cada caso y así, poder determinar qué propuesta resultaría la más conveniente.

La determinación y distribución de las fuerzas laterales se realiza, utilizando el método convencional de acuerdo al procedimiento presentado en el International Building Code 2006 (IBC 2006), así como las especificaciones de diseño del “Minimum Design Loads for Building and Other Structures” (ASCE Standard 7-05). El diseño de los elementos estructurales es realizado en base al “Steel Construction Manual” (AISC-LRFD 99). El diseño de los dispositivos de aislamiento sísmico fue realizando siguiendo las especificaciones marcadas por el “International Building Code 2006”, “Minimum Design Loads for Building and Other Structures” (ASCE Standard 7-05) y los procedimientos establecidos en el “Design of Seismic Isolated Structures”. En primera estancia se realiza un diseño convencional bajo condiciones de carga estática, determinando así el diseño de las secciones estructurales tanto por esfuerzos como por desplazamientos. Se presentan las demandas de desplazamiento global de la estructura. Posteriormente se realiza un análisis no-lineal bajo condiciones de movimiento en la base utilizando registros sísmicos, considerando una base rígida en la estructura. Se presentan las demandas de desplazamiento y rotaciones locales y globales. Se realiza un análisis no-lineal bajo condiciones de movimiento en la base utilizando registros sísmicos, considerando dispositivos de aislamiento sísmico en la base. Se presentan las demandas de desplazamiento y rotaciones locales y globales. Por último se realiza una comparación del comportamiento dinámico de la estructura con base rígida con el comportamiento de la estructura considerando dispositivos de aislamiento sísmico.

1.2 Antecedentes

A través de los años los sismos han sido causa de grandes pérdidas económicas y sociales en diferentes regiones del planeta. Debido a estos acontecimientos los especialistas en el área han tratado de encontrar una solución mediante sistemas reductores de fuerzas sísmicas, buscando disminuir en gran porcentaje los daños provocados por los eventos sísmicos (González, 2001).

Los estudios geológicos y la historia de actividad sísmica permiten identificar las zonas sismogénicas, o sea aquellas donde existen fallas tectónicas activas cuya ruptura genera los sismos. Los movimientos sísmicos del terreno se presentan no solo en zonas sismogénicas sino en todas aquellas que están suficientemente cercanas a las mismas para que lleguen a ellas ondas sísmicas de amplitud significativa. (Bazán et al, 2004).

La península de baja California se caracteriza por tener una constante actividad sísmica. (Sánchez, 2007), debido a la gran cantidad de fallas que existen entre 2 de las principales placas tectónicas, como lo son la placa del pacífico y la placa de Norteamérica. En la fig. No 1.1 se muestran las principales fallas geológicas de la región norte del estado de Baja California.

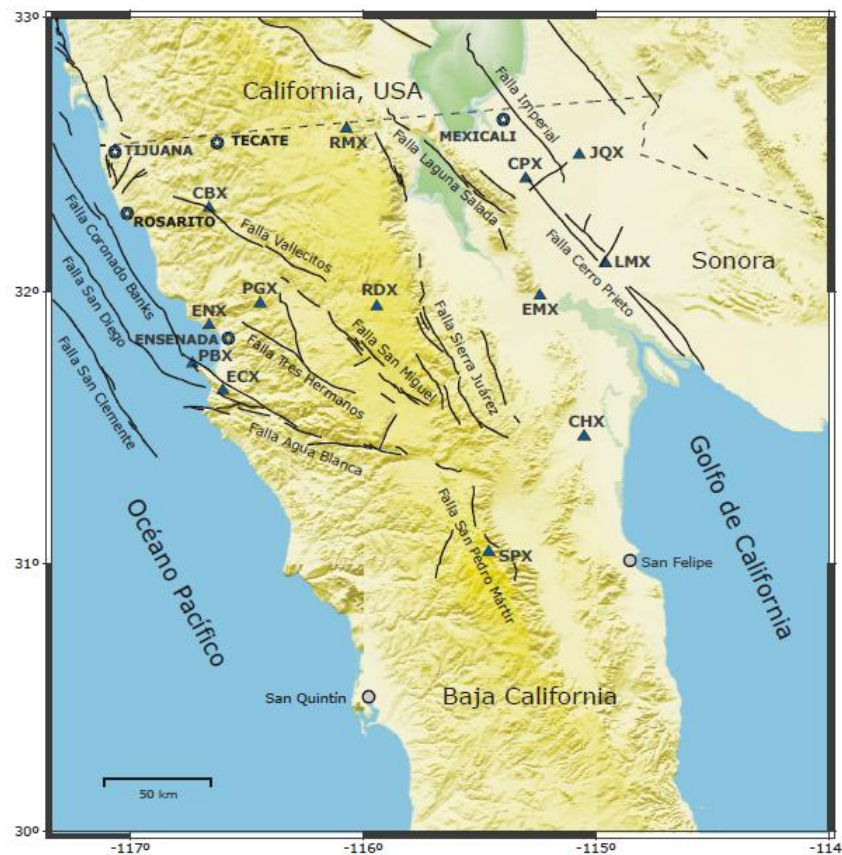


Figura No. 1.1 Principales fallas geológicas de la región norte de Baja California y estaciones de la Red Sísmica de México (RESNOM).

En base a diversos estudios realizados, se ha demostrado que debido al proceso activo de separación que existe entre el macizo continental (perteneciente a la placa de Norteamérica) y la península de baja california (perteneciente a la placa del pacifico) el movimiento relativo generado entre estas 2 placas es de 6cm por año.

Por ello, es necesario hacer un análisis de las estructuras, prestando gran atención al diseño sísmico, tomando como base los diferentes métodos de análisis y diseño establecidos en los códigos de diseño de la región.

En la actualidad se han desarrollado técnicas efectivas y confiables basadas en los sistemas de control de movimiento. Entre los esquemas desarrollados, el aislamiento sísmico se ha convertido en una de las alternativas más promisorias, ya que puede adaptarse tanto para el diseño de estructuras nuevas, como para la rehabilitación de estructuras existentes. (Moreno et al, 2002).

Si bien los sistemas de aislamiento sísmico no se pueden considerar como antecesores de los sistemas modernos de amortiguamiento y disipación de energía en estructuras, existe constancia de protección mediante aislamiento de base, en la antigüedad, Kirikov (1992) describe varios procedimientos empleados por los griegos, romanos y bizantinos, para proteger sus construcciones frente a los sismos. El sistema más usual consistía en ubicar una capa fina de arena debajo de la cimentación, actuando en forma de aislamiento de base.

Actualmente el aislamiento sísmico es una estrategia de diseño que va ganando popularidad, y se fundamenta en el desacoplamiento de la estructura del movimiento del suelo para protegerla del efecto de los sismos. Esto se consigue a partir de la adición de dispositivos flexibles al desplazamiento horizontal y rígido al desplazamiento vertical, situados en la base.

1.3 Historia de los Dispositivos de Aislación Sísmica.

En agosto de 1909 Johannes A. Calantarients, se dirigió por medio de una carta, al servicio sismológico de Santiago de Chile, en la cual mencionaba que había desarrollado un método sobre el cual decía “edificios importantes pueden ponerse a salvo en países con problemas sísmicos mediante la existencia de juntas libres lubricadas”. Este es el principio sobre el cual se fundó el método de aislamiento sísmico en la base”. (Naeim et al, 1999).

El aislamiento de base es una estrategia de diseño que se fundamenta en el desacoplamiento de la estructura al movimiento del suelo para proteger a esta del efecto de los terremotos. Se consigue

partir de dispositivos flexibles al movimiento horizontal y rígido al desplazamiento vertical, colocados entre los cimientos y la superestructura. Su presencia alarga el periodo fundamental del conjunto, con lo cual desacopla de forma parcial la superestructura del movimiento del terreno y limita la energía entrante (Naeim et. Al, 1999).

Una comparación entre el comportamiento bajo cargas sísmicas de un edificio convencional y uno con sistema de aislación basal puede verse en la fig. No. 1.2 (Avilés 2001).

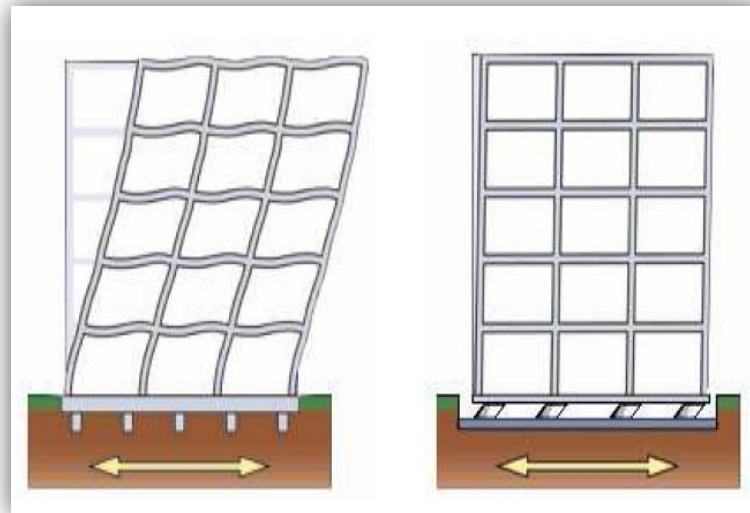


Figura No. 1.2 Comportamiento dinámico de un edificio convencional (izquierda) y de uno con aislación basal (derecha).

Aunque el concepto de proteger las estructuras de un movimiento sísmico introduciendo sistemas de aislamiento fue propuesto hace casi un siglo, solo hasta hace unos años se ha convertido en una estrategia práctica para el diseño sísmico resistente de estructuras (Chopra, 1995).

Las primeras aplicaciones de los aisladores de base actuales fueron en puentes debido a que estas estructuras normalmente se apoyan sobre placas de neopreno para permitir el libre desplazamiento ocasionado por los cambios de temperatura. Esto permitió la sustitución de las placas de neopreno por aisladores de base. El primer intento moderno por utilizar un sistema de aislamiento en edificaciones se dio en la escuela Heinrich Pestalozzi, en Skopje, Capital de la República de Macedonia (antes Yugoslavia), en 1969, mediante un método suizo denominado “Aislamiento total de base en 3 direcciones” utilizando vigas de caucho natural sin reforzar (González, 2001).



Figura No. 1.3. Dispositivos utilizados en la escuela Pestalozzi.

Su aplicación en la práctica se está generalizando debido a la obtención de sistemas económicos y confiables. Actualmente existen más de 300 estructuras en todo el mundo que han sido construidas bajo algún sistema de aislación basal. Siendo Estados Unidos, Japón, Chile, Italia y Nueva Zelanda, los principales países en los que se ha aplicado (Naeim et. Al, 1999).

Estados Unidos

En Estados Unidos los códigos de diseño se han venido utilizando desde el año de 1986. Los códigos de diseño han presentado una evolución constante con respecto al primero, el cual se inició con especificaciones simples y fue titulado como “Tentative Seismic Isolation Design Requirements” basado principalmente en el método estático equivalente, el cual se modificó de considerablemente en el año de 1991 convirtiéndose en la primera versión del “Uniform Building Code” (UBC). La versiones de 1994 y 1997 fueron reformándose, siendo la de 1997 la última versión del UBC, remplazada en el año 2000 por el International Building Code (IBC), actualmente los códigos de diseño contemplan métodos para diseños de estructuras con aislamiento basal más refinados, basados en un comportamiento dinámico de las estructuras (Naeim et. Al, 1999).

El primer edificio diseñado con aisladores de base en los Estados Unidos fue el “Foothill Communities Law and Justice Center” (FCLJC), ubicado en Rancho Cucamonga, California, en el condado de San Bernardino. Al edificio de aproximadamente 15,794 m² y 4 niveles se le colocaron 98 amortiguadores de caucho reforzado con placas de acero en su interior, cuyas propiedades mecánicas eran ideales para el sistema de aislación basal. La rigidez a corte de estos dispositivos es alta a pequeñas deformaciones, pero va disminuyendo de un 4 a 5% conforme aumentan las deformaciones tensión, alcanzando valores mínimos de 50%. El amortiguamiento sigue el mismo patrón pasando de un valor inicial de un 20% a un mínimo de 10% (Kelly et. Al, 1998).



Figura No. 1.4. Foothill Communities Law and Justice Center, Rancho Cucamonga, California.(Foto, I.D. Aiken.).

Actualmente Estados Unidos cuenta con un gran número de edificios y puentes que utilizan algún sistema de aislamiento sísmico (“Emergency Operation Center, Los Ángeles California”, “Fire Command and Control facility, Los Ángeles, California”, “San Francisco City Hall, San Francisco, California”, entre otros), convirtiéndose en uno de los principales países con desarrollo de esta tecnología.

Japón

Después de un lento comienzo, la investigación y desarrollo del aislamiento sísmico de Japón aumentó rápidamente. El primer edificio diseñado con aisladores de base se realizó en el año de 1986 y fue incrementando hasta tener una cifra de 550 edificios aislados en el año de 1998 (Naeim et. Al, 1999).

Los gastos de investigación y desarrollo en ingeniería son altos, con una cantidad significativa designada específicamente para el aislamiento de base. El proceso de aprobación para la construcción de un edificio con base aislada es un proceso sencillo y estandarizado, y la alta sismicidad del lugar es un punto a favor para el uso de los dispositivos, ofreciendo una gran seguridad a la estructura (Kelly et. Al, 1998).

En la actualidad uno de los más grandes edificios sísmicamente aislados del mundo es el “West Japan Postal Center”, ubicado en Sanda, Japón. El edificio de 6 niveles y 47,000 m² cuenta con 120 aisladores tipo elastoméricos. Este edificio, que se encuentra a unos 30 km del epicentro del sismo ocurrido en Kobe 1995, no presentó daños debido al evento sísmico, sin embargo los edificios cercanos que contaban con base rígida sufrieron algunos daños. Como resultado del buen desempeño de los dispositivos sobre el “West Japan Postal Center” una gran cantidad de edificios públicos y privados cuentan con algún tipo de dispositivo de aislamiento sísmico (Naeim et. Al, 1999).



Figura No. 1.5. Tohoku Electric Power Company, Japan. (Foto, P.W. Clark.).

1.4 Tipos de Aisladores Sísmicos

Los sistemas de aislación basal son clasificados, primeramente dentro de 2 tipos básicos, el primero representado por apoyos elastómeros y el segundo por apoyos friccionantes (Avilés 2001). Los sistemas elastómeros incluyen amortiguadores con núcleos de plomo “Lead Rubber Bearing” (LRB) y los aisladores de alto amortiguamiento “High Damping Rubber Bearings” (HDRB) (Moreno, et.al, 2006).

1.4.1 Aisladores Tipo Elastómeros.

Los dispositivos elastómeros poseen baja rigidez, varían el periodo fundamental de la estructura evitando la resonancia debido a las excitaciones sísmicas. En la categoría más importante de los dispositivos elastómeros, se encuentra el aislador con núcleo de plomo (LRB), que se muestra en la fig. No. 1.6. Este es un dispositivo laminado de elastómero que se compone de placas de acero y caucho construidas en capas alternadas. En su interior posee un núcleo de plomo que le dota de una capacidad adicional de disipación de energía. Posee la capacidad de soportar la combinación de cargas verticales, proveer de flexibilidad horizontal, restauración de fuerzas y amortiguamiento. La capacidad de energía absorbida por el núcleo reduce el desplazamiento lateral del aislador. (Hurtado et.al, 2007).

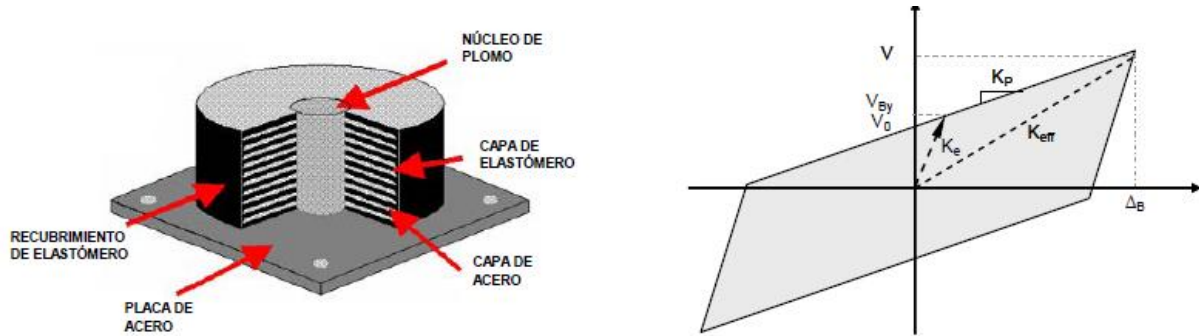


Figura No. 1.6. Aislador Elastómero con núcleo de plomo y comportamiento histérico de LRB (Hurtado et.al, 2007).

1.4.2 Aisladores Tipo Friccionantes.

Los aisladores friccionantes son uno de los dispositivos más efectivos y populares para aislamiento sísmico. Funciona muy bien bajo cargas sísmicas severas y es muy efectivo reduciendo los grandes niveles de aceleración de la superestructura. Además tienden a reducir la energía del sismo sobre un amplio rango de frecuencias. Dentro de este grupo tenemos algunos tipos de sistemas de aislamiento, el más simple es el sistema de fricción pura (PF), en el que una junta deslizante separa la superestructura y la subestructura, sin embargo carece de fuerza de restauración (Hurtado et.al, 2007).

Para superar esta desventaja el sistema de péndulo de fricción (FPS) originado de los apoyos de tipo deslizantes, se desarrolló introduciendo una interfaz friccionante esférica que suministra la rigidez que restaura el sistema a su posición original, mientras que la fricción entre las superficies deslizantes contribuye con la disipación de energía (Moreno, et.al, 2002).

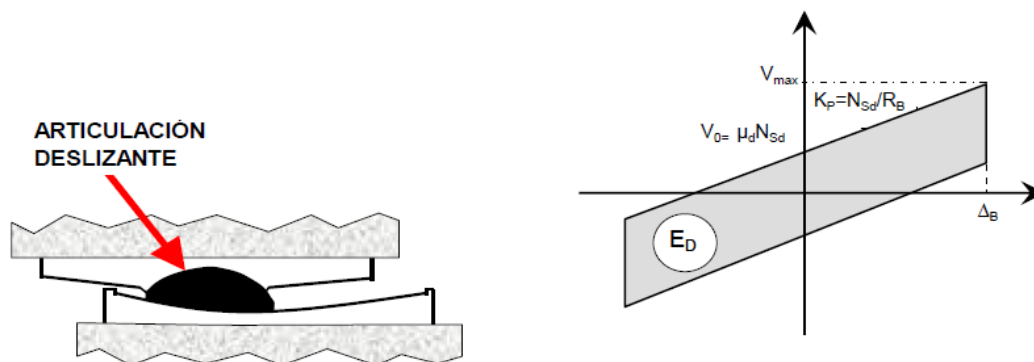


Figura No. 1.7. Aislador péndulo de fricción y comportamiento histérico de FPS (Hurtado et.al, 2007).

Los dispositivos de péndulo de fricción proporcionan resistencia y estabilidad más allá de la suministrada por los elastómeros. Sus propiedades no se afectan con el paso del tiempo y la temperatura. El bajo perfil de apoyos, su alta resistencia y su gran rigidez reducen los costos de

instalación. Estos apoyos ofrecen propiedades que pueden satisfacer diversos requerimientos en puentes, edificios, etc. (Moreno, et.al, 2002).

El diseño de estos elementos se simplifica por el hecho de que el periodo del aislador, la capacidad de carga vertical, el amortiguamiento, la capacidad de desplazamiento y su capacidad a tensión pueden seleccionarse de forma independiente. El periodo del aislador depende del radio de curvatura de la superficie cóncava.

1.4.3 Características Deseables del Sistema de Aislamiento.

Un sistema de aislamiento no solo debe proporcionar flexibilidad horizontal a la estructura durante las acciones de diseño, debe también cumplir con otras condiciones que le permitan contribuir al adecuado comportamiento del sistema durante todas las etapas de carga. En general, el sistema de aislamiento debe tener las siguientes características (CFE, 2009):

- Tener capacidad para modificar el periodo de vibración del sistema de forma que efectivamente se reduzcan las ordenadas de los espectros.
- Contar con la suficiente rigidez y resistencia vertical para soportar las acciones permanentes y accidentales.
- Combinarse con un sistema de disipación de energía para reducir los desplazamientos originados por la flexibilidad de la estructura.
- Tener suficiente rigidez para limitar los desplazamientos laterales bajo condiciones de servicio tales como sismos frecuentes, efectos de viento, etc.
- Contar con una fuerza de recuperación o capacidad de auto centrarse después de su deformación.
- Tener suficiente estabilidad vertical y capacidad rotacional bajo las condiciones de servicio y extremas.
- Que su fuerza y desplazamiento de fluencia sean apropiados para reducir efectivamente la respuesta de la estructura.
- Que su capacidad de desplazamiento ultimo y comportamiento antes del colapso sean apropiados para el sistema en el que se pretende utilizar.
- Que su comportamiento no se vea afectado significativamente por efecto de las condiciones ambientales, temperatura o envejecimiento.

1.5 Descripción del Proyecto

El proyecto consiste en el diseño estructural de un edificio de 12 niveles, el cual se encuentra ubicado en el desarrollo turístico “Puerto salina” localizado en el km de la autopista Tijuana-Ensenada, en el estado de Baja California.



Figura No. 1.8. Punto de localización (círculo rojo) del edificio, con coordenadas geodésicas latitud 32° 03' 25.88" norte y longitud 116° 52' 44.29" oeste (Google, 2008)

El edificio de uso multifamiliar constara con una superficie de 7980 m², distribuidos de la siguiente manera:

Tercer Nivel – Décimo Segundo Nivel: Estos niveles constaran de 2 condominios:

El 1er condómino al igual que el segundo, estarán constituidos por una sala de estancia, misma que estará conectada a la recamara principal la cual contara con su baño completo, vestidor y terraza. Además contara con 2 habitaciones con baño completo cada una, y la cocina

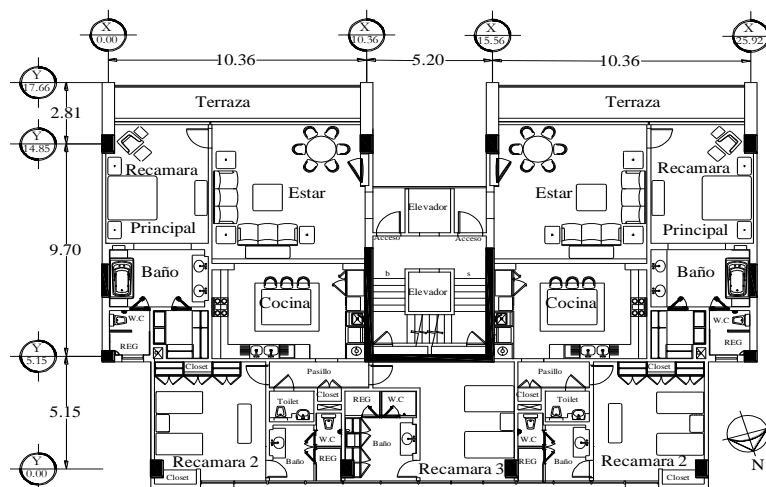


Figura No. 1.9. Planta Arquitectónica del 3ro al 12vo. Nivel.

Segundo Nivel: El segundo nivel estará funcionando como hotel, el cual se compondrá de 20 habitaciones, mismas que cuentan con su baño completo, sala de estancia, recamara y una pequeña terraza:

Primer Nivel: El primer nivel estará compuesto por un área de restaurante, bar, una sección comercial, lavandería, bodegas, sanitarios, y área de recepción. Además cuenta con estacionamiento cuya capacidad será de 33 vehículos, y en la parte posterior del edificio, se encontrara ubicado la piscina y un pequeño restaurante al aire libre.

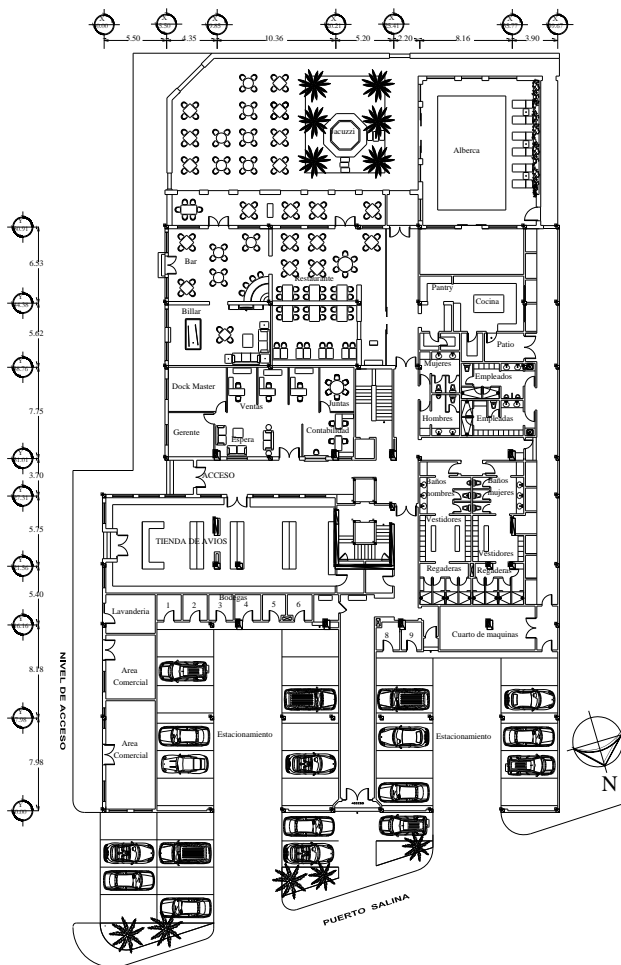


Figura No. 1.10. Planta Arquitectónica del 1er nivel.

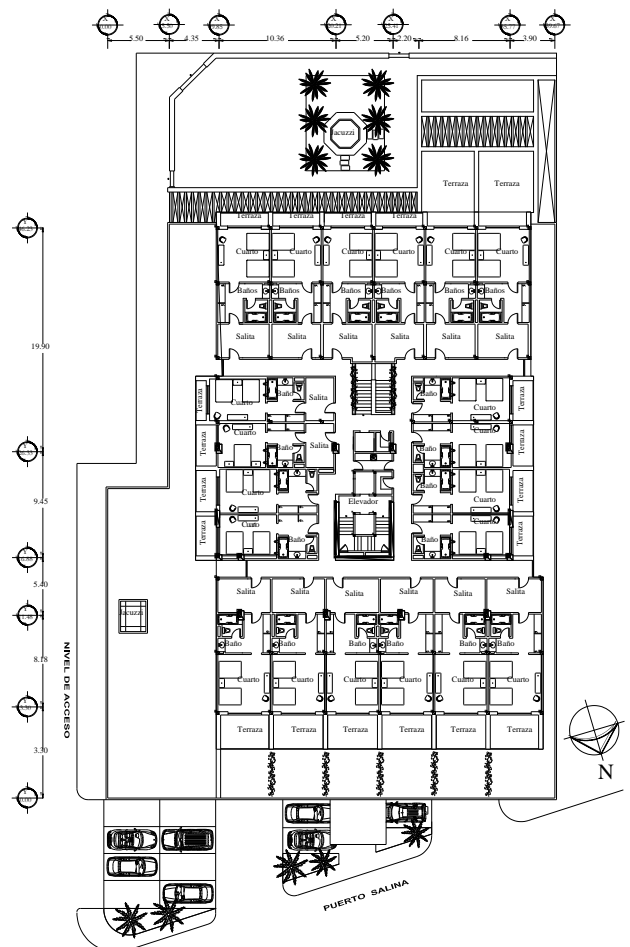


Figura No. 1.11. Planta Arquitectónica del 2do nivel.

De acuerdo a proyecto arquitectónico, el edificio cuenta con irregularidades en planta y en elevación, por ende para cuestiones de diseño, se propone separar el edificio en 3 partes, teniendo así una torre de 12 niveles en la parte central y 2 edificios laterales de 2 niveles, el propósito de esto, es que los 3 edificios trabajen independiente y evitar el cambio tan brusco de rigideces que en algún momento dado pudiera provocar torsión. Para efectos de este trabo se realizara el diseño única y

exclusivamente de la torre de 12 niveles de la parte central del edificio, teniendo la siguiente planta como planta estructural tipo.

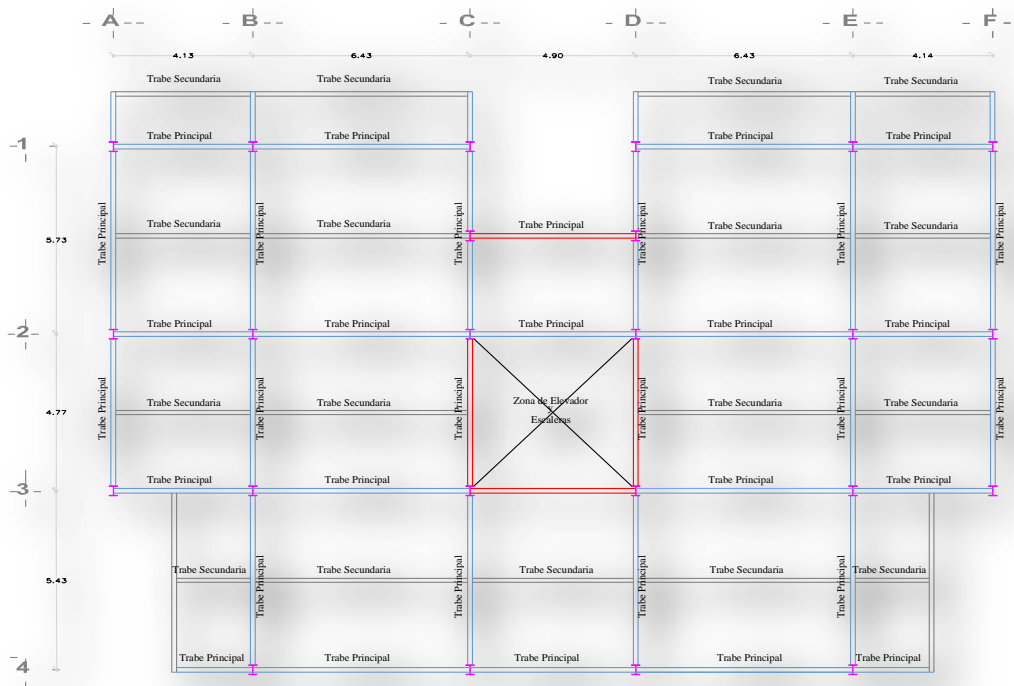


Figura No. 1.12. Planta Estructural Tipo

El edificio se encontrara estructurado a base de marcos rígidos de acero estructural con perfil “W”, los muros se construirán a base de metal desplegado forrados con hojas de tablaroca en interior y durock para exterior. Las losas de entepiso y azotea son propuestas a base de sección compuesta losa acero (steeldeck), la cual se encontrara constituida por una lámina de acero con espesor de 7.62cm (3”) más una capa de concreto de 5cm de espesor (2”).

1.6 Objetivos.

El presente trabajo, referido al diseño estructural de un edificio de 12 niveles de acero estructural, el cual será utilizado para uso comercial en el desarrollo turístico “Puerto Salina”, tiene como objetivo el determinar las características de respuesta estructural en un edificio de acero con dispositivos de aislamiento sísmico en las bases, diseñado de acuerdo a las especificaciones y requerimientos sísmicos establecidos en el IBC-2006 y AISC-05, al ser sometido a un análisis dinámico a través del uso de registros de aceleración del suelo, y compararlo con la respuesta obtenida considerando base rígida. Para llevar a cabo la realización del trabajo, será necesario realizar las siguientes actividades:

- Realizar el análisis y diseño convencional, de acuerdo a las especificaciones y requerimientos establecidos en el IBC-2006 y AISC-05.
- Diseñar los dispositivos de aislamiento sísmico de acuerdo a las especificaciones y requerimientos establecidos en el IBC-2006.
- Determinar la respuesta dinámica de la estructura en base a un análisis no lineal en la historia del tiempo para cada uno de los 2 casos.
- Realizar un análisis comparativo de los resultados obtenidos y presentar las conclusiones.

1.7 Justificación.

A lo largo de los últimos años el estado de Baja California ha tenido un crecimiento poblacional muy importante, tan solo en la década de los noventas, la población aumento el 50%, es decir de 1'669,900 habitantes en el censo de 1990, a 2'487,400 habitantes en el censo del 2000. (Sánchez 2007)

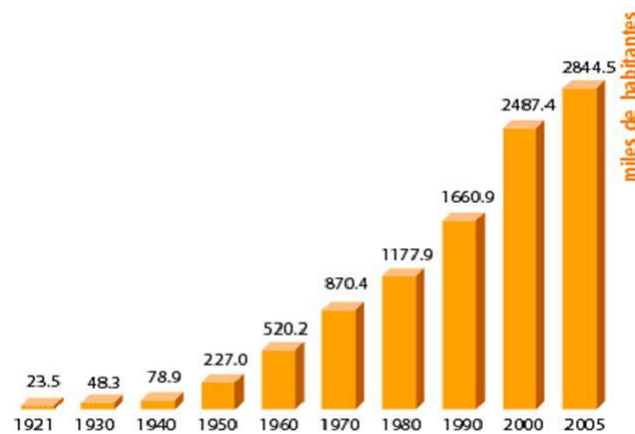


Figura No. 1.13 Población Total del Estado de Baja California (INEGI. Censo de Población y Vivienda, 2005)

Actualmente, de acuerdo al censo de población y vivienda del 2010, la población en Baja California haciende a 3'155,070 habitantes, debido a este aumento de población, la industria de la construcción está teniendo un auge importante en el desarrollo multifamiliar. Hoy en día la zona costera de la península de Baja California se está convirtiendo en una zona clave para la construcción de grandes edificios, los cuales deben cumplir con condiciones de necesidades de espacio, funcionalidad y seguridad.

Como se ya se mencionó anteriormente, la actividad sísmica de la península es considerable, catalogándola como una zona de alto riesgo sísmico, por ende es importante que las estructuras diseñadas para la zona de Baja California, deban contar con especificaciones especiales para estructuras sismo-resistentes. (Sánchez, 2007).

En base a lo anterior se pretende realizar el diseño de una estructura de acero, bajo métodos convencionales y métodos alternativos, con la finalidad de conocer la respuesta dinámica de la estructura para cada caso y tener antecedentes para futuros diseños en la región.

1.8 Reglamentación

Para la elaboración del presente trabajo, se tomaran en cuenta las reglamentaciones más actualizadas de la zona. En lo que respecta a cargas de servicio (cargas vivas y cargas muertas), así como el procedimiento a seguir para el análisis sísmico, se aplicaran las establecidas en el International Building Code (IBC-2006) y en el ASCE Standard 7-05, Minimum Design Loads for Building and Other Structures, además de establecer las comparaciones con el reglamento de la ley de edificaciones del estado de Baja California. Se propone utilizar la reglamentación del IBC-2006 y ASCE Standard 7-05, los cuales son utilizados en el estado de California, Estados Unidos, esto, debido a que es una reglamentación más actualizada que la ley de edificaciones del estado de Baja California, misma que en el artículo I.5 del capítulo 1, menciona que “se podrán usar criterios diferentes a los especificados en este reglamento y en las normas técnicas complementarias si se justifica, que los procedimientos de diseño empleados dan lugar a niveles de seguridad no menores que los que se obtengan empleando este reglamento”, aunado a esto dado a la proximidad geográfica que existe entre la Baja California y el estado de California, se puede considerar que nos encontramos en la misma región sismo-tectónica y se pueden aplicar los mismos criterios de evaluación, tanto gravitacional como sísmica. En el diseño de los elementos de acero estructural se aplicaran las especificaciones dadas por el “Steel Construction Manual” (AISC-LRFD 99). El diseño de los dispositivos de aislamiento sísmico será basado en las especificaciones del “International Building Code 2006”, “Minimum Design Loads for Building and Other Structures” (ASCE Standard 7-05) y los procedimientos establecidos en el “Design of Seismic Isolated Structures”, esto debido a que el reglamento de edificaciones del estado de Baja California no cuenta con un apartado de criterios para dispositivos del aislamiento sísmico, así mismo se revisara la normatividad establecida por el manual de Diseño de Obras Civiles de CFE del 2008. Para el análisis dinámico en la historia del tiempo y el análisis estático de carga monotónica, se tomaron los procedimientos y recomendaciones establecidos por el Federal Emergency Management Agency “FEMA 356” Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building.

Capítulo 2

Descripción de la Metodología

2.1 Análisis y Diseño Convencional.

2.1.1 Descripción.

El análisis y diseño convencional del edificio de 12 niveles estructurado a base de marcos rígidos de acero estructural se desarrolla en el capítulo 3 del presente trabajo. Debido a la magnitud e importancia de la estructura así como su localización, la estructura se diseñara para resistir cargas accidentales y laterales siguiendo los procedimientos y recomendaciones dadas por el IBC-2006 y el ASCE Estándar 7-05, siendo las reglamentaciones más adecuadas de la zona. El presente diseño estará realizado para cumplir con las siguientes características:

- **Revisión por esfuerzos:** Las secciones estructurales serán diseñadas para ser lo suficientemente resistentes para soportar las solicitaciones de carga a la que se encontraran sometidas.
- **Revisión por desplazamientos:** La estructura será diseñada para ser lo suficientemente rígida, de manera que por sí misma se pueda controlar los desplazamientos producto de las acciones sísmicas.
- **Relación columna fuerte viga débil:** La suma de los momentos flexionantes resistentes en las columnas deberán ser mayor a la suma de los momentos flexionantes resistentes en las vigas.

2.1.2 Análisis de Cargas Gravitacionales.

Para realizar el análisis gravitacional se tomaron en cuenta las cargas de servicio (cargas vivas y muertas) establecidas en la sección 3 y 4 del ASCE Standard 7-05. Estas cargas se establecen por unidad de área, y en carga viva su valor varía dependiendo el uso que se le da a la edificación, mientras que para la carga muerta depende única y exclusivamente de los materiales que se estén utilizando para su elaboración. Las cargas gravitacionales serán transferidas a la estructura por medio de las losas de entrepiso y azotea hacia las vigas y estas a su vez a las columnas (Sánchez 2007).

2.1.3 Análisis de Cargas Accidentales (Sismo)

El análisis de fuerzas laterales de las estructuras es una disciplina que se enmarca dentro del análisis estructural y tiene como objetivo efectuar una apreciación de la respuesta de una estructura a la ocurrencia de un evento sísmico.

En un principio las respuestas que nos interesaban estaban basadas en resistencia, pero este criterio ha evolucionado y actualmente nos interesan las que se encuentran basadas en desplazamientos, pues en base a estudios realizados se ha llegado a la conclusión que son estos, los desplazamientos, los que

dañan las estructuras, adicionalmente se ha demostrado que nuestra capacidad de predicción de la demanda de resistencia (representada principalmente por el cortante en la base) es bastante superior a nuestras posibilidades de predecir los desplazamientos de nuestra estructura, siendo este muy claro cuando vemos una curva de capacidad, donde se aprecian que pequeñas variaciones en el cortante basal pueden implicar sustanciales variaciones en el desplazamiento.

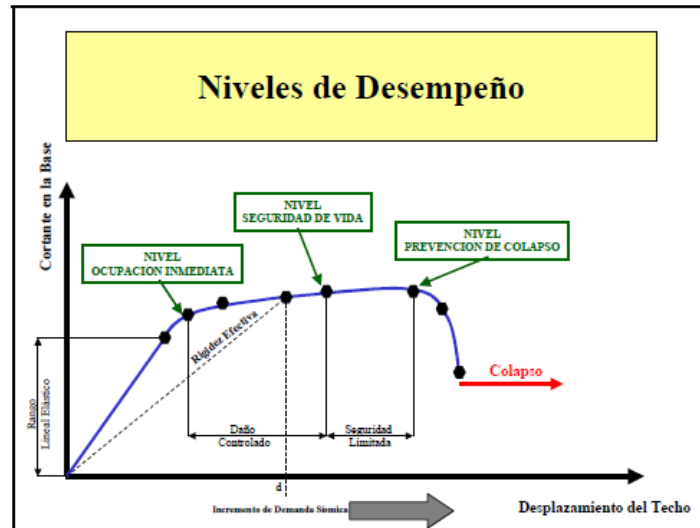


Figura No. 2.1. Grafica de Niveles de Desempeño Estructural

En cuanto al criterio para la determinación de fuerzas laterales, se tomarán en cuenta los procedimientos establecidos en la sección 11 del ASCE 7-05, en el cual establece que las fuerzas laterales sísmicas deberán estar basadas en la disipación de energía post-elástica de la estructura, por lo cual, el diseño, el detallado y la construcción debe de tomar en cuenta estas condiciones, aun en aquellos elementos estructurales en los que las combinaciones de carga no incluyan los efectos sísmicos. (ASCE 7-05)

El reglamento del ASCE7-05 contempla 3 tipos de análisis diferentes, los cuales están basados en el tipo de estructuras y el tipo de suelos en el que se encontrara desplantada.

Los análisis que considera el ASCE7-05 son los siguientes:

- Procedimiento de análisis de la fuerza lateral equivalente para diseño sísmico de edificios.

Este tipo de análisis consiste en la aplicación de fuerzas laterales estáticas equivalentes a un modelo matemático, representativo de la estructura a analizar. Este método se basa en determinar la fuerza cortante de diseño partiendo del principio de la segunda ley de Newton, en la que establece que la fuerza es igual a la masa afectada por la aceleración. Partiendo de esto, tenemos que el cortante basal será obtenido con la multiplicación del peso total de la estructura por el coeficiente sísmico, el

cual proviene de la aceleración espectral máxima para el rango de periodos cortos, el factor de modificación de respuesta, basado en el tipo de estructuración, y el factor de importancia, basado en la ocupación del edificio y el periodo fundamental de la estructura, este último calculado para cada dirección, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, mediante un análisis apropiado. Una vez obtenido la fuerza cortante en la base, esta deberá distribuirse de forma vertical y será aplicada en el centro de masas de cada entrepiso.

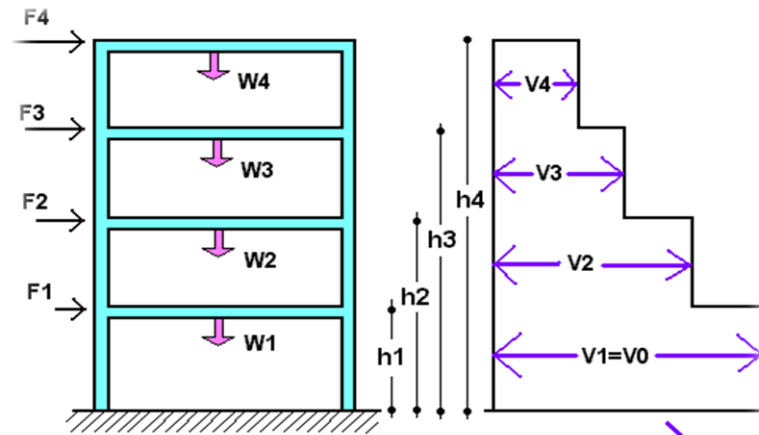


Figura No. 2.2. Distribución de Fuerzas Laterales

Así mismo se considerara el efecto producido por torsión resultante de la diferencia entre el centro de masas y el centro de rigideces, además de considerar una torsión accidental, corriendo el centro de masas en un 5% de la longitud mayor del edificio en cada dirección.

Posteriormente las fuerzas obtenidas del análisis sísmico se aplicaran en el centro de masas de cada entrepiso, sobre un modelo matemático de la estructura, en el cual se deberá contemplar la rigidez y resistencia que proporcionen los elementos estructurales significativos para la distribución de fuerzas y deformaciones de la estructura.

La determinación de desplazamientos relativos de entrepiso se realizara en base al apartado 12 de ASCE 7-05, buscando no rebasar los desplazamientos máximos que contempla este apartado.

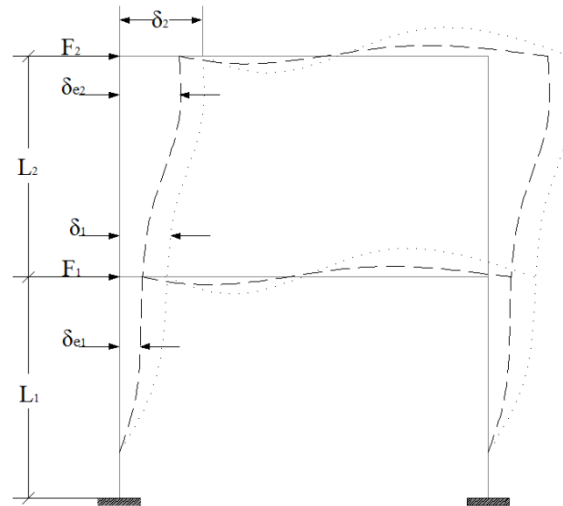


Figura No. 2.3. Representación de Desplazamientos Relativos de Entrepiso.

Por último se revisa si es necesario tomar en cuenta los efectos P-Delta, que de acuerdo al ASCE 7-05 no se tomaran en cuenta si los desplazamientos no son muy grandes y cumplen con la condición de que el coeficiente sea menor que 0.1.

- Procedimiento de análisis del espectro modal de respuesta para diseño sísmico de edificios.

El análisis modal es un método dinámico que permite efectuar el análisis sísmico de estructuras resolviendo las ecuaciones de movimiento, por lo cual además de las características de rigidez que se emplean en un análisis estático, incluye las propiedades inerciales y de amortiguamiento lo que hace al análisis más preciso al incorporar explícitamente información ignorada en el análisis estático (Bazán, et al., 2004).

Como se mencionó anteriormente el método espectral toma en cuenta las propiedades dinámicas de la estructura, como lo son su forma de vibrar y la contribución de cada modo en la respuesta. Esto nos ayuda a predecir de una manera más real el comportamiento de la estructura ante acciones sísmicas (Donobhan, 2007).

Este método consiste en la construcción de un modelo matemático tridimensional de la estructura en el cual se pueda representar la distribución espacial de masas y rigideces a través de toda la estructura, lo que nos permitirá mediante un análisis consistente, encontrar los modos naturales de vibración de la estructura, incluyendo el periodo en cada modo, los vectores de configuración modal, el factor de participación modal y las masas modales.

El análisis deberá incluir el número suficiente de modos para obtener la combinación modal de participación de masas de al menos el 90% de la masa en cada una de las 2 direcciones ortogonales (Sánchez, 2007).

- *Procedimiento de análisis lineal de respuesta sísmica en la historia del tiempo.*

El método de análisis de respuesta en la historia del tiempo, consiste en la construcción de un modelo matemático para determinar, por medio de métodos de integración directa la respuesta lineal de la estructura. Para ello, el modelo es sometido a excitación por medio de acelerogramas compatibles con el espectro de respuesta de sitio. Para la realización de este método es necesario utilizar mínimo 3 acelerogramas para el análisis.

2.1.4 Finalidad.

De primera instancia se realizara el diseño de la estructura utilizando el método de fuerza lateral equivalente, el cual es el método más utilizado para diseño sísmico en la región.

La finalidad de realizar el diseño de la estructura con la metodología convencional, es poder tener un parámetro comparativo con análisis no lineales tanto para base rígida como para base flexible y determinar en qué rango de seguridad sísmica se encuentra nuestra estructura aplicando los diferentes métodos.

2.2 Análisis y Diseño No Lineal con Base Rígida.

2.2.1 Descripción.

Los procedimientos dinámicos no lineales implican respuestas estructurales que son muy sensibles a los parámetros que sirven para modelar los distintos tipos de comportamiento histérico de los diversos elementos estructurales, constituidos por los diferentes materiales que se encuentran disponibles. Así mismo son estos procedimientos los que representan mejor el comportamiento estructural y permiten predecir sus respuestas ante eventos sísmicos (que hacen incursionar las estructuras en el rango inelástico haciendo que su comportamiento sea no-lineal).

Se aplicara un análisis dinámico no lineal a la estructura para determinar la respuesta estructural de la misma. Para la realización del análisis no lineal se aplicarán 5 registros de sismos ocurridos en el sur de California, debido a que son los de mayor intensidad registrada cercana a la zona de construcción del edificio.

Como resultado del análisis convencional, el edificio se encuentra estructurado a base de marcos contraventeados de acero estructural en sus 2 direcciones principales. En el capítulo 4 del presente trabajo se realiza un análisis dinámico no lineal, en base a un modelo matemático tridimensional realizado con la ayuda de un software de computadora SAP2000 V14, en el cual se aplican 5 registros escalados a nivel de sismo de diseño y sismo máximo esperado.

2.2.2 Procedimiento.

La respuesta no lineal en la historia del tiempo consiste en el análisis de un modelo matemático de la estructura, el cual toma en cuenta el comportamiento histérico de los componentes estructurales para determinar su respuesta a través de métodos de integración numérica que represente la historia de aceleración en el movimiento del suelo y que sea compatible con el espectro de diseño del sitio (ASCE 7-05).

El modelo matemático de la estructura deberá representar la distribución espacial de masas a través de la estructura. El modelo histérico a utilizar deberá ser consistente con las pruebas de laboratorio y deberá tomar en cuenta todas las fluencias posibles, degradación de rigidez, degradación de resistencia. La resistencia de los elementos deberán estar basados en valores esperados considerando el sobre esfuerzo del material. La estructura se asumirá fija en la base, sin embargo también se permite utilizar datos de la rigidez y características de capacidad del suelo (ASCE 7-05).

Como se mencionó anteriormente, en el presente trabajo se utilizaran 5 registros de sismos ocurridos en el sur de California, mismos que serán escalados a nivel de sismo de diseño y sismo máximo esperado y con la ayuda del software SAP 2000 V14, se obtendrá la respuesta dinámica de la

estructura, los cuales serán comparados con los espectros de diseño utilizados para el diseño convencional del edificio.

Así mismo, en el capítulo 4 se realiza un análisis no lineal de carga monotónica (análisis pushover) de la estructura de acero. El análisis no lineal de carga monotónica, tiene como principio el incremento de la magnitud de las fuerzas laterales de manera progresiva, desde el valor nulo, pasando por las que producen el cambio de comportamiento elástico a plástico, hasta alcanzar el valor de desplazamiento último, a partir del cual la estructura ya no es capaz de soportar ningún incremento de carga y su colapso es inminente (Sánchez, 2007). Con el análisis de carga incremental, se determina la formación de articulaciones plásticas y modos de falla de la estructura (Pyle et.al, 1998). El análisis de cargas incrementales monotónicas es un intento de evaluación del real esfuerzo producido en la estructura bajo condiciones de cargas laterales. El presente análisis se basa tomando en cuenta los parámetros y procedimientos descritos por el FEMA-356.

2.2.3 Finalidad.

La finalidad de realizar el análisis no lineal, es el de poder establecer la respuesta dinámica de la estructura con una base rígida, en el caso de que pudiera ocurrir un sismo con las características de los sismos ocurridos en el sur de California y poder establecer una comparativa entre los espectros de respuesta de diseño, con los espectros de respuesta de los sismos escalados a nivel de sismo de diseño y sismo máximo esperado. Así mismo podremos darnos cuenta de la aparición de posibles rotaciones plásticas en las vigas que conforman el sistema estructural.

En lo que respecta al análisis de carga monotónica, nos servirá para observar el desarrollo de articulaciones plásticas en los elementos estructurales. De igual manera podremos determinar la sobre resistencia que puede tener la edificación, misma que está definida como el cortante basal máximo resistido por la estructura en el instante anterior a comenzar a perder resistencia, contra el cortante basal de diseño (Sánchez, 2007).

2.3 Diseño de Aisladores Sísmicos.

2.3.1 Descripción.

El diseño de los aisladores sísmicos se desarrolla en el capítulo 5 del presente trabajo y se basa en las reglamentaciones establecidas por el IBC-2006 y el ASCE Standar7-05, en los cuales se dan las recomendaciones básicas para el tipo de análisis a realizar, las características de los aisladores, zonas sísmicas, grupos de uso y características particulares del suelo.

El objetivo de los aisladores es desacoplar la estructura de los movimientos del suelo. Los aisladores se basan en la reducción de la demanda sísmica. Estos sistemas tienen como finalidad aislar la cimentación de la superestructura. Al colocarlos se alarga considerablemente el periodo fundamental de vibración de la estructura llevándolo a zonas en donde las aceleraciones espectrales son más reducidas y, consecuentemente, las fuerzas que producen resultan de menor cuantía.

El diseño se plantea para un sistema de aisladores de caucho con núcleo de plomo. El IBC-2006 establece 4 tipos de desplazamientos para el análisis dinámico:

- D_D = Es el desplazamiento de diseño, o sea, el desplazamiento del centro de rigidez del sistema de aislamiento para sismo de diseño.
- D_M = Es el desplazamiento del centro de rigideces del sistema de aislamiento para el máximo sismo esperado.
- D_{TD} = Es el desplazamiento total de diseño del sistema de aislación.
- D_{TM} = Es el desplazamiento total del sistema de aislación a nivel de sismo máximo esperado.

2.3.2 Procedimiento.

Para el cálculo de las características dinámicas se toma en consideración 2 sismos: el sismo de diseño de la estructura y el sismo máximo esperado. Para esto se calculara el desplazamiento a nivel de sismo de diseño (D_D) y el desplazamiento a nivel de sismo máximo esperado (D_M).

- Desplazamientos de diseño: Los desplazamientos son determinados en base al periodo de la estructura el amortiguamiento del sistema y el espectro de diseño de sitio.
- Amortiguamiento efectivo del sistema: El amortiguamiento efectivo del sistema se determina en base al área total de histéresis del dispositivo entre la rigidez efectiva y desplazamientos de diseño del sistema.
- Periodo efectivo del sistema: Los periodos de aislamiento efectivo, son determinados en base al peso total del edificio, la fuerza de gravedad y la rigidez horizontal efectiva del sistema para niveles de sismo de diseño y sismo máximo esperado.

2.3.3 Finalidad.

Conocer las características mecánicas de los dispositivos a utilizar para determinar el modelo histerético del aislador y con ello realizar un análisis dinámico incorporando estas características al modelo analítico y conocer el comportamiento dinámico de la estructura con base flexible.

2.4 Análisis y Diseño No Lineal con Base Flexible.

2.4.1 Descripción.

Al igual que para el análisis no lineal con base rígida, se realizara un análisis dinámico no lineal, en base a un modelo matemático tridimensional, solo que en esta ocasión, se le cambiaran las consideraciones de soporte en la base, contemplando resortes en las bases, mismos que con las propiedades mecánicas obtenidas por medio del diseño del dispositivo, funcionaran como los aisladores que permitirán el desacoplamiento de la base de la estructura con respecto a la superestructura.

2.4.2 Procedimiento.

El procedimiento a seguir es exactamente el mismo utilizado para el análisis no lineal con base rígida, en el cual se tomaran en cuenta 5 registros de aceleraciones para sismos ocurridos en el sur de California, a diferencia del análisis anterior, la finalidad es desacoplar la base de la estructura con respecto a la superestructura, para ello se emplearan los dispositivos por pre-cargados por el software Sap-2000 V14.2.

El dispositivo a utilizar es el marcado como “*RubberIsolator*”, se le asignan las propiedades mecánicas del dispositivo y una vez dado de alta el aislador se asigna en cada una de las base de las columnas. Posteriormente se realiza el análisis y diseño con la ayuda del software y se verifican los resultados obtenidos.

2.4.3 Finalidad.

La finalidad de realizar el análisis no lineal con base flexible, es el de poder conocer la respuesta dinámica de la estructura utilizando dispositivos de aislación basal, y establecer una comparativa del comportamiento del sistema estructural con base rígida y base flexible. Con esto podemos conocer si el uso de estos dispositivos es favorable o no a la estructura, y definir qué tan conveniente es usarlos, dependiendo de la reducción en cuanto niveles de esfuerzos de los elementos estructurales y de desplazamiento de la estructura.

Capítulo 3

Análisis y Diseño Convencional

3.1 Análisis de Cargas Gravitacionales.

Para el análisis gravitacional, se tomaron en cuenta las especificaciones de la tabla 1607.1 del IBC-2006.

El edificio de 12 niveles será destinado para uso multifamiliar, por ello las cargas vivas a utilizar son las siguientes:

- Carga viva de Entrepiso: $L = 1.92 \text{ KN/m}^2$
- Carga Viva de Azotea: La carga viva de azotea se encuentra en función de la pendiente de la azotea y el área tributaria correspondiente al elemento:

$$L_r = 0.96R_1R_2$$

Dónde R_1 es un factor de reducción para carga viva dependiente del área tributaria del elemento y R_2 es un factor de reducción para carga viva dependiente de la pendiente de la losa de azotea.

De acuerdo al análisis tenemos que: $L_r = 0.96 \text{ KN/m}^2$

- Carga Muerta de Entrepiso: $CM_E = 3.95 \text{ KN/m}^2$
- Carga Muerta de Azotea: $CM_A = 3.38 \text{ KN/m}^2$

Estas cargas por unidad de área serán distribuidas a las áreas tributarias correspondientes a cada elemento estructural. En la figura No.3.1 se muestran las áreas tributarias correspondientes a las vigas principales y secundarias, con las cuales obtendremos las cargas distribuida por metro lineal, para con ello proceder al análisis estructural.

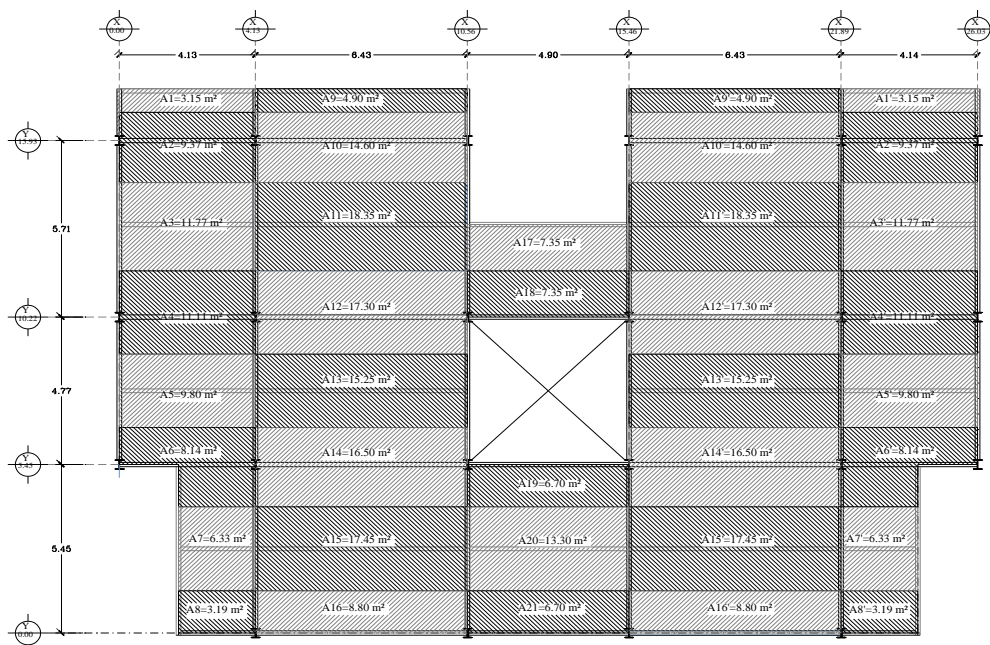


Figura No. 3.1. Áreas Tributarias en Vigas

3.2 Análisis de Cargas Accidentales.

Para el análisis gravitacional de cargas accidentales (Cargas sísmicas), se tomaron en cuenta las especificaciones y el procedimiento descrito en la sección 12.8 del ASCE 7-05. El método utilizado para el análisis sísmico fue el llamado “fuerzas estáticas equivalentes” el cual está descrito en el anexo “A”. En este apartado se describe el procedimiento a seguir para realizar el análisis de fuerzas laterales, dejando de lado el detallado estructural de los miembros estructurales que componen el edificio.

3.2.1 Determinación del Cortante Basal.

De acuerdo a las especificaciones establecidas en el ASCE 7-05, la fuerza cortante aplicada en la base de la estructura se determina con la siguiente fórmula:

$$V = C_s \cdot W$$

Dónde:

W = Es el peso específico de la estructura. Incluyendo la carga muerta en su totalidad adicional a las siguientes cargas:

- En áreas usadas para almacenamiento, un mínimo del 25% de la carga viva.
- Donde se tengan muros divisorios se debe considerar su peso y este no debe ser menor a 50kg/m² por área de construcción.
- Un 20% de la carga de nieve sobre techos planos.
- El peso total de equipos permanentes.

C_s = Coeficiente de aceleración sísmica, el cual se encuentra dado por la siguiente expresión:

$$0.044 S_{DS} I < \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I}} < \frac{S_{DI}}{T \left(\frac{R}{I} \right)}$$

Dónde:

S_{DS} = Aceleración de la respuesta espectral en periodos cortos de diseño con 5% de amortiguamiento.

S_{DI} = Aceleración de la respuesta espectral en periodos cortos de diseño con 5% de amortiguamiento.

I = Factor de importancia de acuerdo a la ocupación de la estructura.

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

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

El cortante basal “V” se determinó en base al peso total producido por la carga muerta $W=22,586.49 \text{ KN}$, multiplicado por el coeficiente de respuesta sísmica “Cs” el cual toma en cuenta la aceleración de respuesta espectral de diseño en periodos cortos y en periodos de 1seg, el factor de modificación de respuesta “R”, el factor de importancia “I” y el periodo fundamental de la estructura “T”.

El espectro de respuesta de diseño se basa en el tipo de suelo donde se va a edificar, que de acuerdo a la clasificación que hace el reglamento ASCE 7-05 en la sección 11.4.5, tenemos una clasificación de suelo tipo “D” por estar en suelo blando.

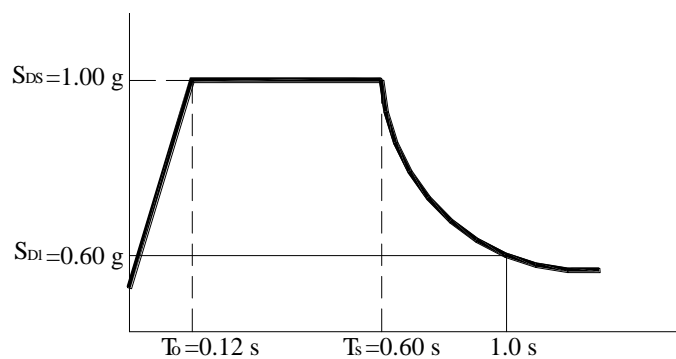


Figura No. 3.2. Espectro de Respuesta de Diseño

Por ser considerado un sistema estructural a base de marcos rígidos en ambos sentidos, el coeficiente sísmico C_s será el mismo tanto para la dirección en “X” como para la dirección “Y”.

De acuerdo al análisis de fuerzas el coeficiente sísmico $C_s = 0.085$, el peso $W = 22,586.49 \text{ KN}$, por lo tanto el cortante basal $V = 1,914.32 \text{ KN}$, el análisis se presenta en el anexo “A”. Una vez determinado el cortante basal, se determinaron las fuerzas laterales que se colocaran en el centro de masas de cada entrepiso.

3.2.2 Determinación de Fuerzas Laterales.

Una vez obtenido el cortante basal, es importante distribuirlo por medio de fuerzas que se encontraran aplicadas en el centro de masas de cada entrepiso. El procedimiento para determinar las fuerzas laterales, se realiza conforme a lo establecido en la sección 12.8.3 del ASCE7-05, aplicando un factor de distribución vertical al cortante basal obtenido de:

$$F_x = C_{vx} \cdot V$$

Dónde:

V= El total de la fuerza cortante de diseño lateral o cortante en la base de la estructura.

C_{vx} = Factor de distribución horizontal. El cual se puede calcular con la siguiente expresión.

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Dónde:

w_i y w_x = La parte de la carga total gravitacional de la estructura (W) localizada o asignada al nivel i o x.

h_i y h_x = La altura desde la base hasta el nivel “i” o “x”.

k = Exponente relacionado con el periodo de la estructura como sigue:

- Para estructuras con periodos de 0.5seg o menor k=1.
- Para estructuras con periodos de 2.5seg o mayor k=2.
- Para estructuras que tienen periodos entre 0.5 y 2.5seg “k” se deberá tomar como 2 o se podrá realizar una interpolación lineal entre 1 y 2.

Nivel	Altura hi (m)	hik		Peso de Entrepiso W (KN)	W hik (KN.m)	Cvx	Fuerza Lateral (KN)	Cortante de Entrepiso (KN)
		K =	1.75					
Azotea	43.25		729.4	1539.88	1123214.45	0.1702	325.8105	325.8105
11	39.75		629.3	1847.11	1162336.87	0.1761	337.1587	662.9692
10	36.25		535.5	1847.11	989193.04	0.1499	286.9350	949.9042
9	32.75		448.4	1847.11	828155.35	0.1255	240.2228	1190.1270
8	29.25		367.9	1902.94	700077.84	0.1061	203.0714	1393.1984
7	25.75		294.3	1902.94	560126.62	0.0849	162.4758	1555.6741
6	22.25		227.9	1902.94	433764.08	0.0657	125.8218	1681.4960
5	18.75		168.9	1902.94	321498.00	0.0487	93.2568	1774.7528
4	15.25		117.7	1959.11	230558.96	0.0349	66.8782	1841.6310
3	11.75		74.6	1959.11	146091.87	0.0221	42.3768	1884.0078
2	8.25		40.2	1975.84	79349.96	0.0120	23.0170	1907.0248
1	4.25		12.6	1999.44	25152.93	0.0038	7.2961	1914.3209
				22586.5	6599520.0		1914.3209	

Tabla No. 3.1. Distribución de Fuerzas Laterales en Ambas Direcciones

3.3 Modelo Tridimensional de la Estructura.

Para el análisis y diseño estructural se utilizó un software comercial de análisis tridimensional SAP2000, basado en la teoría de elementos finitos, en el cual se modeló la estructura en forma tridimensional y se le aplicaron las cargas determinadas en el análisis de cargas, obteniendo los elementos mecánicos de diseño como son fuerzas axiales, fuerzas cortantes en las dos direcciones principales, momentos flexionantes en las dos direcciones principales y momentos torsionantes para cada elemento estructural

La geometría de los marcos que constituyen la estructura está determinada por las dimensiones de los ejes de los elementos que conforman dicho marco. Los elementos estructurales del marco, llámense vigas y columnas, son representadas en el modelo mediante elementos de perfil “W” comerciales, los cuales se encuentran dentro de la librería de SAP2000, de esta manera se dan de alta las propiedades geométricas de los elementos, con las cuales nos permitirá realizar el diseño de cada uno de los elementos que la conforman.

Las condiciones de apoyo en las bases para la etapa del diseño convencional fueron tomadas en cuenta como empotradas.

Las condiciones de carga aplicadas en el modelo corresponden al sistema de cargas gravitacionales sin factorizar en combinación de las cargas laterales estáticas determinadas por el análisis sísmico convencional.

La masa determinada en el análisis convencional fue colocada en cada uno de los entrepisos, adicionando un nodo en el centro de gravedad de cada entrepiso. Para la colocación del centro de masas, se tomó en cuenta la excentricidad producida entre el centro de masas y el centro de rigideces del entrepiso adicionando un 5% como excentricidad accidental, para tomar en cuenta los efectos de torsión. Una vez colocado el centro de masas fue necesario unir ese nodo con el resto de los nodos que conforman el entrepiso, mediante un “Constrain” tipo diafragma que permitiera que todo el entrepiso se encontrara unido con el resto de la estructura y poder trabajar como un solo cuerpo.

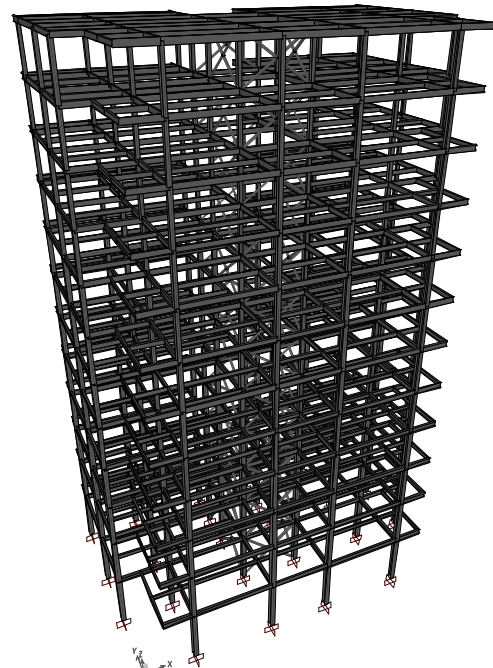


Figura No. 3.3. Perspectiva Estructural SAP2000

3.4 Revisión de Desplazamientos Relativos de Entrepiso.

Los desplazamientos relativos de entrepiso fueron determinados en base al análisis estructural realizado en base a un modelo analítico en 3 dimensiones realizado con la ayuda de un software para análisis estructural “SAP2000” con el cual se obtuvieron los desplazamientos de entrepiso (δ_x) provenientes del centro de masas de cada entrepiso. Para encontrar el desplazamiento relativo de entrepiso (Δ_x), los valores encontrados por el análisis elástico de primer orden (δ_{xe}), se multiplicaran por el factor (Cd) y este será dividido entre el factor de importancia (I).

$$\Delta = \frac{\delta_{xe} Cd}{I}$$

Dónde:

Δ = Desplazamiento Relativo de Entrepiso.

δ_{xe} = Deflexión determinada por análisis Elástico.

Cd = Factor de Amplificación de la Flexión.

I = Factor de Importancia.

δ_x = Desplazamiento de Entrepiso

$$\delta_{xe} = \delta_{x2} - \delta_{x1}$$

Al final estos desplazamientos son comparados con los desplazamientos máximos permisibles de entrepiso marcados en la sección 12.8.6 del ASCE 7-05.

$$\Delta_a = 0.015 h_{sx}$$

Dónde:

Δ_a = Desplazamiento Máximo Permissible.

h_{sx} = Altura de Entrepiso.

A continuación se presentan las tablas No.3.2 y No.3.3 en la cual se muestran los resultados de los desplazamientos relativos de entrepisos obtenidos tanto para la dirección “X” y “Y” respectivamente, además se hace una comparativa con respecto a los desplazamientos máximos permisibles por entrepiso.

Nivel	δ_x (cm)	δ_{xe} (cm)	Cd	I	Δ (cm)	Δ_a por entrepiso (cm)	Δ_a total (cm)	Altura (cm)
Azotea	11.907	1.019	5	1.25	4.078	5.25	64.875	4325
11	10.887	1.135	5	1.25	4.540	5.25	59.625	3975
10	9.752	1.219	5	1.25	4.876	5.25	54.375	3625
9	8.533	1.266	5	1.25	5.062	5.25	49.125	3275
8	7.268	1.168	5	1.25	4.671	5.25	43.875	2925
7	6.100	1.166	5	1.25	4.664	5.25	38.625	2575
6	4.934	1.130	5	1.25	4.520	5.25	33.375	2225
5	3.804	1.058	5	1.25	4.231	5.25	28.125	1875
4	2.746	0.855	5	1.25	3.421	5.25	22.875	1525
3	1.891	0.747	5	1.25	2.987	5.25	17.625	1175
2	1.144	0.695	5	1.25	2.779	6.00	12.375	825
1	0.450	0.450	5	1.25	1.798	6.38	6.375	425

Tabla No. 3.2. Desplazamientos Relativos de Entrepiso para la Dirección “X”

Nivel	δ_y (cm)	δ_{ye} (cm)	Cd	I	Δ (cm)	Δa por entepiso (cm)	Δa total (cm)	Altura (cm)
Azotea	10.607	0.838	5	1.25	3.353	5.25	64.875	4325
11	9.769	0.968	5	1.25	3.870	5.25	59.625	3975
10	8.801	1.055	5	1.25	4.221	5.25	54.375	3625
9	7.746	1.104	5	1.25	4.417	5.25	49.125	3275
8	6.641	1.029	5	1.25	4.115	5.25	43.875	2925
7	5.613	1.042	5	1.25	4.166	5.25	38.625	2575
6	4.571	1.022	5	1.25	4.087	5.25	33.375	2225
5	3.549	0.961	5	1.25	3.844	5.25	28.125	1875
4	2.588	0.805	5	1.25	3.222	5.25	22.875	1525
3	1.783	0.709	5	1.25	2.838	5.25	17.625	1175
2	1.073	0.666	5	1.25	2.664	6.00	12.375	825
1	0.407	0.407	5	1.25	1.630	6.38	6.375	425

Tabla No.3.3 Desplazamientos Relativos de Entrepiso para la Dirección “Y”

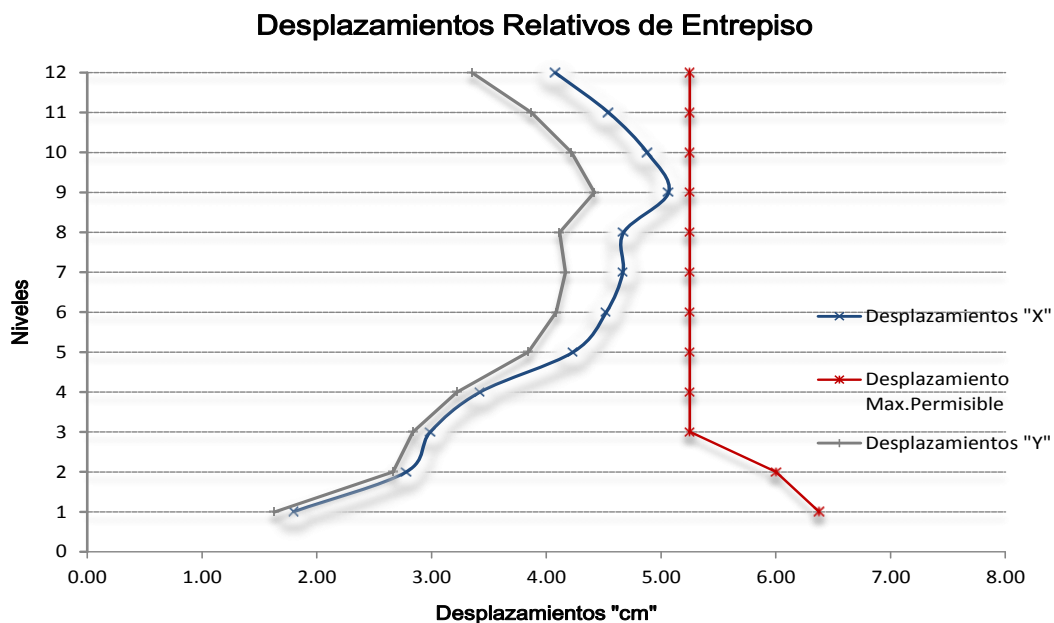


Figura No. 3.4. Grafica de Desplazamientos Relativos de Entrepiso

De acuerdo al análisis estructural realizado por medio del modelo tridimensional, se determinaron los desplazamientos relativos de entrepiso. Como se puede observar en la figura No. 3.4, el desplazamiento máximo se presenta en el nivel 9 para sismo en la dirección “X”, el cual cuenta con un desplazamiento de 5.06 cm, es menor que el desplazamiento máximo permisible que es de que es de 5.25cm. En lo que respecta al sismo en la dirección “Y”, el desplazamiento máximo es de 4.41cm mientras que el desplazamiento máximo permitido es 5.25cm, por lo que se puede concluir que la estructura a base de marcos contraventeados se encuentra perfectamente diseñada para impedir desplazamientos fuertes.

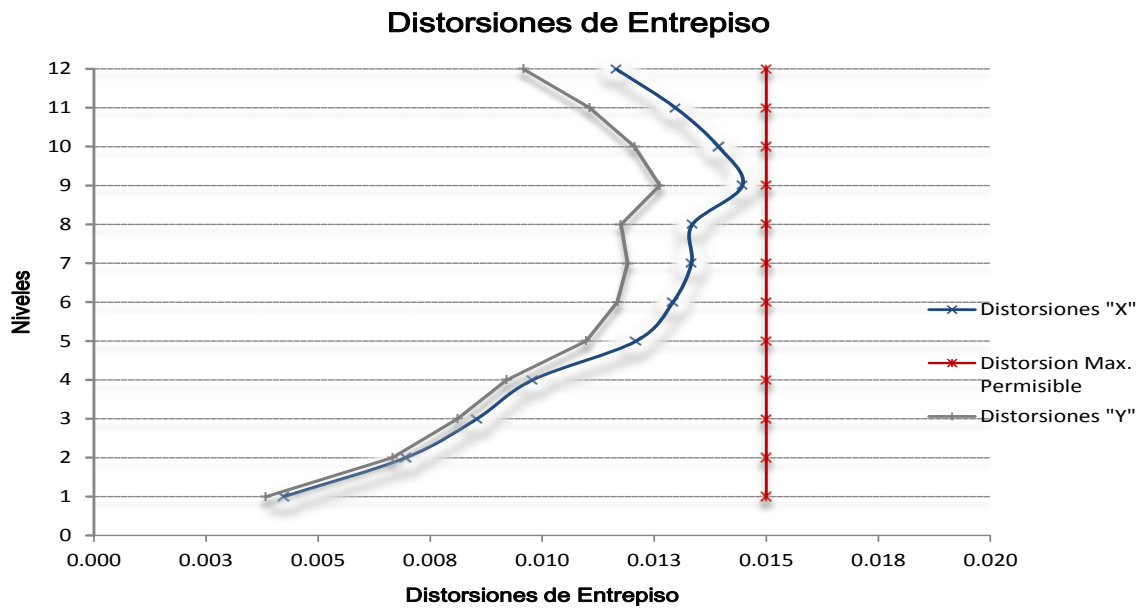


Figura No. 3.5. Grafica de Distorsiones de Entrepiso

Al igual que para los desplazamientos, las distorsiones máximas de entrepiso fueron determinadas a partir del análisis de fuerzas equivalentes realizado en el modelo tridimensional. Posteriormente se verificó que estas, fueran menores a la distorsión tolerable (0.15). Dado a que esto se cumple (Fig. No. 3.5), se concluye que el diseño realizado de la estructura en base a desplazamiento, cumple satisfactoriamente los requerimientos mínimos.

3.5 Determinación de Efectos P-Delta.

Los efectos P-Delta en un piso dado, es causado por la excentricidad de la carga gravitatoria presente por encima del piso, la cual produce momentos secundarios aumentando las deflexiones horizontales y las fuerzas internas. De acuerdo a la sección 12.8.7 del ASCE 7-05, este efecto debe tomarse en cuenta cuando el índice de estabilidad “ θ ”, excede de 0.1.

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

Dónde:

P_x = El total de la fuerza vertical de diseño por encima del nivel calculado.

Δ = Desplazamiento máximo permisible.

V_x = La 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 deflexión.

De acuerdo al análisis estructural tenemos lo siguiente:

Cargas Vivas:

Cargas Muertas:

C. Viva azotea = 405 KN

C.M azotea = 1,425.95 KN

C. Viva entrepiso = 810.01 KN

C.M entrepiso = 1,666.43 KN

Se consideran las combinaciones de carga gravitacional:

Comb1 U = 1.4 D

Comb2 U= 1.2 D + 1.6L + 0.5Lr

Nivel	Superficie	C1	C2	P_x	Δ (cm)	V_x	h_{sx}	C_d	ϕ
Azotea	421.88	1996.34	1913.65	1996.34	4.078	325.81	350	5	0.0143
11	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	4.540	662.97	350	5	0.0137
10	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	4.876	949.90	350	5	0.0103
9	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	5.062	1190.13	350	5	0.0085
8	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	4.671	1393.20	350	5	0.0067
7	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	4.664	1555.67	350	5	0.0060
6	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	4.520	1681.42	350	5	0.0054
5	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	4.231	1774.75	350	5	0.0048
4	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	3.421	1841.63	350	5	0.0037
3	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	2.987	1884.01	350	5	0.0032
2	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	2.779	1907.02	400	5	0.0025
1	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	1.798	1914.32	425	5	0.0015

Tabla No. 3.4. Índice de estabilidad para la Dirección “X”

Nivel	Superficie	C1	C2	P_x	Δ (cm)	V_x	h_{sx}	C_d	ϕ
Azotea	421.88	567.01	1913.65	1913.65	3.353	325.81	350	5	0.0113
11	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	3.870	662.97	350	5	0.0117
10	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	4.221	949.90	350	5	0.0089
9	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	4.417	1190.13	350	5	0.0074
8	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	4.115	1393.20	350	5	0.0059
7	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	4.166	1555.67	350	5	0.0054
6	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	4.087	1681.42	350	5	0.0049
5	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	3.844	1774.75	350	5	0.0043
4	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	3.222	1841.63	350	5	0.0035
3	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	2.838	1884.01	350	5	0.0030
2	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	2.664	1907.02	400	5	0.0024
1	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	1.630	1914.32	425	5	0.0014

Tabla No. 3.5. Índice de estabilidad para la Dirección “Y”

Como se puede observar en las tablas No. 3.4 y No.3.5 ningún coeficiente de estabilidad en cualquier dirección sobrepasa el 0.10, que establece la sección 12.8.7 del ASCE 7-05, por lo tanto los efectos P-Delta no serán tomados en cuenta para la determinación de fuerzas y momentos en los elementos.

3.6 Análisis Estructural y Combinaciones de Carga.

El análisis estructural fue realizado con la ayuda del software SAP2000, con el cual encontramos momentos flexionantes, torsionantes, fuerzas axiales y cortantes, mismas que serán importantes para realizar el diseño de los elementos estructurales. Así mismo con la ayuda del software se realizarán las diferentes combinaciones de cargas con la cual podremos encontrar los momentos y fuerzas cortantes más desfavorables sobre los elementos.

3.6.1 Combinaciones Básicas.

Las combinaciones de carga que se utilizaron, se tomaron del ASCE 7-05, las cuales se encuentran homologadas con los reglamentos del ACI-318-08 (Especificaciones para el diseño y construcción de estructuras de concreto) y en el reglamento del ASCI 360-05 (Especificaciones para el diseño y construcción de estructuras de Acero).

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

Dónde:

D = Carga Muerta.

L = Carga viva de entrepiso.

Lr = Carga Viva de azotea.

E = Carga Sísmica.

Capítulo 4

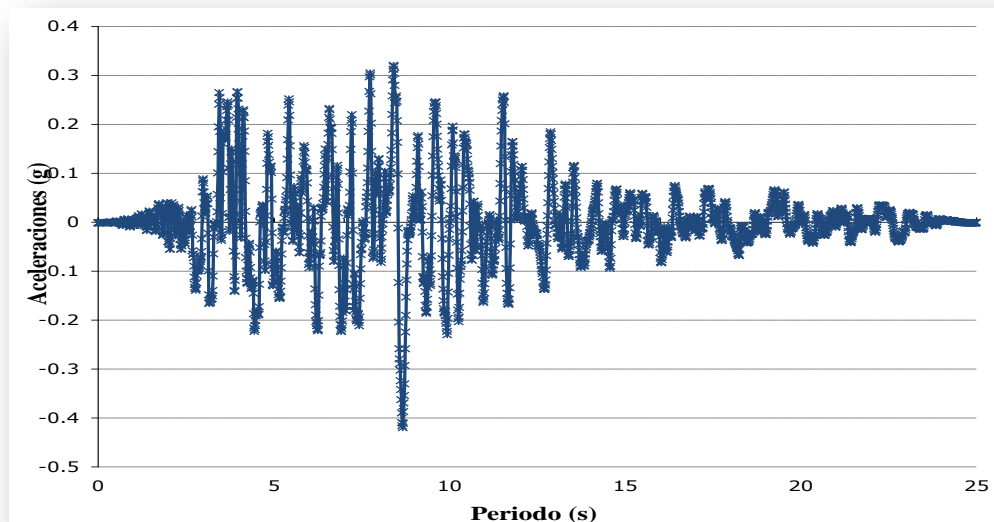
Análisis y Diseño No Lineal con Base Rígida.

4.1 Análisis Dinámico (Historia en el Tiempo)

Con el propósito de conocer el comportamiento dinámico de la estructura ante movimientos sísmicos, es necesario realizar un análisis considerando registros de sismos ocurridos en el sur de California, E.U. Para ello se utilizaron 5 registros provenientes de 2 sismos ocurridos en California, estos registros fueron utilizados para realizar 2 análisis dinámicos. El primer análisis corresponde a la utilización de registros a nivel de sismo de diseño, mientras que el segundo análisis corresponde a los registros escalados a nivel de sismo máximo esperado. Los factores de escala utilizados se determinaron en base a los espectros de respuesta y sismo máximo esperado considerado por el IBC-2006, de acuerdo al procedimiento desarrollado por Somerville (1997). En la tabla No. 4.1 se presentan los registros utilizados, así como los factores de escala utilizados para cada análisis.

Registro (Lugar, Año y Estacion)	Sismo de Diseño	Sismo de Maximo Considerado
Loma Prieta 1989, G03090	1.496	2.244
Loma Prieta 1989, HSP000	0.947	1.421
Northridge 1994, CNP196	1.276	1.913
Northridge 1994, STC180	0.888	1.331
Northridge 1994, TAR360	1.091	1.637

Tabla No. 4.1. Registros sísmicos



FiguraNo. 4.1. Registro de aceleraciones "nr94cnp196".

Los factores presentados en la tabla anterior serán multiplicados por el valor de la gravedad “g”, y con ello tener los factores de escala a utilizar en cada uno de los análisis. En las figuras No. 4.2 y 4.3 se muestran los espectros de respuesta de los registros de sismo escalados en comparación con los espectros del IBC-2006, además se identifican los 3 primeros modos de vibración de la estructura, siendo el primer modo un movimiento horizontal en el dirección “X”, el segundo modo representa un movimiento horizontal en la dirección “Y”, y el tercer modo representa el movimiento torsional.

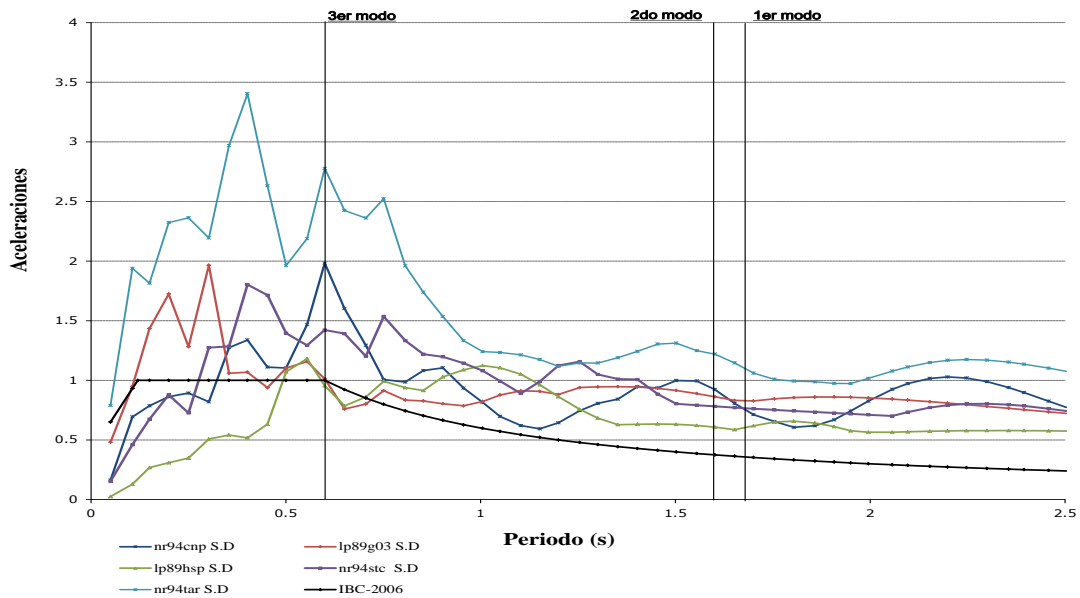


Figura No. 4.2. Espectros de respuesta a nivel de sismo de diseño.

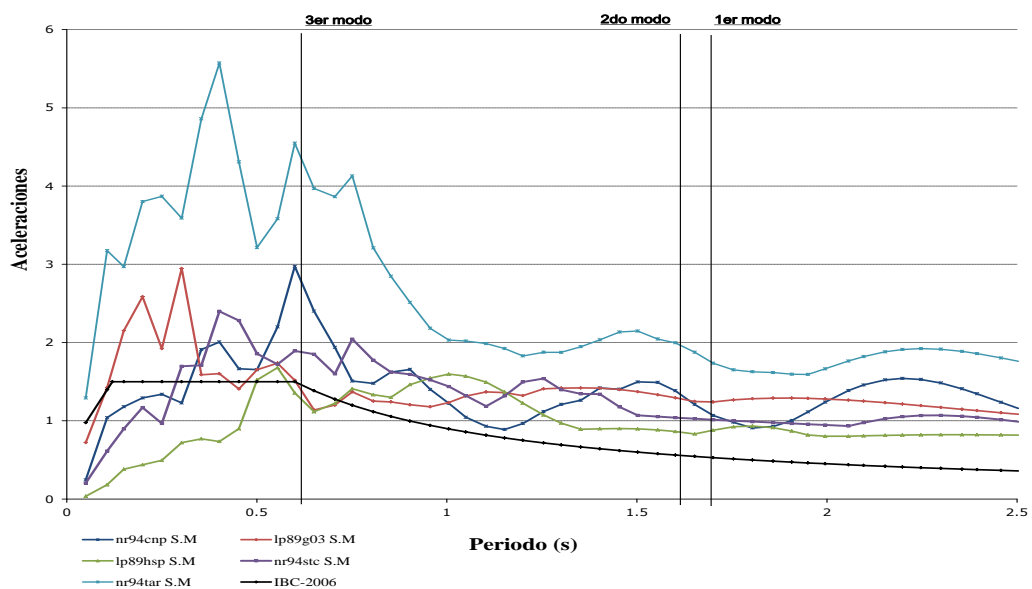


Figura No. 4.3. Espectros de respuesta a nivel de sismo de máximo

4.2 Distorsiones de Entrepiso a Nivel de Sismo de Diseño.

Las distorsiones de entrepiso fueron determinadas en base al desplazamiento relativo de entrepiso dividido entre la altura de este nivel. Los desplazamientos relativos de entrepiso fueron calculados en base al análisis estructural tanto para sismo de diseño como para sismo máximo esperado. En las siguientes tablas se muestra una representación estadística de la respuesta máxima para sismo a nivel de diseño, y se compara con la distorsión máxima permisible, que de acuerdo al ASCE-07 es del 25% más de la distorsión máxima calculada en el análisis de fuerzas equivalentes, por lo tanto la distorsión máxima $\phi_{max} = 0.019$.

4.2.1 Distorsiones de Entrepiso en Dirección “X” a Nivel de Sismo de Diseño.

Distorsiones "X" a nivel de Sismo de Diseño Sentido Positivo									
Nivel	Φ "Ip89g03"	Φ "Ip89hsp"	Φ "nr94cnp"	Φ "nr94stc"	Φ "nr94tar"	Media UX (max)	Desvstd UX +1/2(max)	Desvstd UX 1/2(max)	ϕ total (cm)
Azotea	0.018	0.021	0.022	0.015	0.020	0.019	0.022	0.016	0.019
11	0.017	0.024	0.024	0.015	0.020	0.020	0.024	0.016	0.019
10	0.016	0.018	0.023	0.013	0.006	0.015	0.022	0.009	0.019
9	0.017	0.016	0.023	0.009	0.007	0.015	0.021	0.008	0.019
8	0.018	0.017	0.020	0.008	0.008	0.014	0.020	0.008	0.019
7	0.019	0.018	0.018	0.009	0.013	0.015	0.020	0.011	0.019
6	0.020	0.019	0.016	0.010	0.017	0.017	0.020	0.013	0.019
5	0.020	0.020	0.016	0.011	0.019	0.017	0.021	0.014	0.019
4	0.017	0.017	0.011	0.010	0.014	0.014	0.017	0.011	0.019
3	0.016	0.016	0.012	0.010	0.013	0.013	0.016	0.011	0.019
2	0.015	0.014	0.012	0.009	0.012	0.013	0.015	0.010	0.019
1	0.011	0.009	0.009	0.006	0.010	0.009	0.011	0.007	0.019

Tabla No. 4.2. Distorsiones “X” a nivel de sismo de diseño en sentido

Distorsiones "X" a nivel de Sismo de Diseño Sentido Negativo									
Nivel	Φ "Ip89g03"	Φ "Ip89hsp"	Φ "nr94cnp"	Φ "nr94stc"	Φ "nr94tar"	Media UX (min)	Desvstd UX +1/2(min)	Desvstd UX 1/2(min)	ϕ total (cm)
Azotea	-0.0206	-0.0222	-0.0180	-0.0137	-0.0199	-0.019	-0.022	-0.016	-0.019
11	-0.0226	-0.0241	-0.0199	-0.0138	-0.0173	-0.020	-0.024	-0.015	-0.019
10	-0.0225	-0.0234	-0.0205	-0.0133	-0.0214	-0.020	-0.024	-0.016	-0.019
9	-0.0170	-0.0223	-0.0210	-0.0119	-0.0217	-0.019	-0.023	-0.014	-0.019
8	-0.0144	-0.0199	-0.0196	-0.0109	-0.0099	-0.015	-0.020	-0.010	-0.019
7	-0.0162	-0.0197	-0.0182	-0.0114	-0.0097	-0.015	-0.019	-0.011	-0.019
6	-0.0173	-0.0199	-0.0150	-0.0117	-0.0111	-0.015	-0.019	-0.011	-0.019
5	-0.0180	-0.0199	-0.0148	-0.0116	-0.0137	-0.016	-0.019	-0.012	-0.019
4	-0.0160	-0.0169	-0.0096	-0.0101	-0.0133	-0.013	-0.016	-0.010	-0.019
3	-0.0156	-0.0155	-0.0107	-0.0098	-0.0143	-0.013	-0.016	-0.010	-0.019
2	-0.0141	-0.0134	-0.0113	-0.0091	-0.0140	-0.012	-0.015	-0.010	-0.019
1	-0.0100	-0.0089	-0.0089	-0.0065	-0.0111	-0.009	-0.011	-0.007	-0.019

Tabla No. 4.3. Distorsiones “X” a nivel de sismo de diseño en sentido

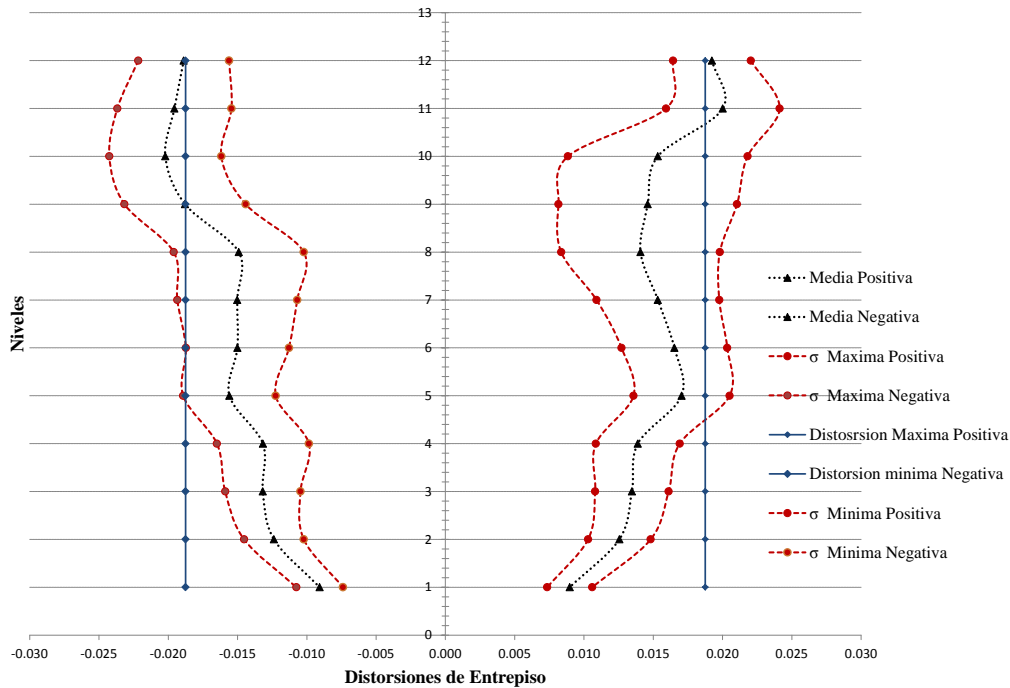


Figura No. 4.4. Perfil de distorsiones de entrepiso en dirección "X" para sismo de diseño.

Se verifica el perfil de distorsión máxima correspondiente a nivel de diseño, que sea menor o igual al establecido por el ASCE-07, siendo la distorsión máxima permitida $\phi_{max} = 0.019$. En la figura 4.4 se muestra la representación estadística del perfil de distorsiones, en las que se puede observar el cambio de rigidez de la estructura producto del diseño convencional. De acuerdo al perfil de distorsiones, la estructura presenta un aumento de la distorsión de entrepiso de forma gradual hasta llegar al cuarto nivel, entre el nivel cuatro y cinco existe un cambio brusco de distorsión lo cual es producto del cambio de secciones de los elementos principales (vigas y columnas) que componen la estructura, posteriormente entre los niveles cinco y ocho, se observa de nuevo un comportamiento constante de las distorsiones de entrepiso, sin embargo entre el nivel nueve y diez, existe de nuevo el cambio brusco de distorsiones, que al igual que en el caso anterior es producto del cambio de rigidez de la estructura provocado por el cambio de secciones de elementos principales de la estructura (vigas y columnas), y para finalizar en los niveles del nueve al doce se vuelve a comportar de manera constante, en base a lo interpretado se llega a la conclusión de que la estructura se comporta de la manera esperada producto de su estructuración. Sin embargo también nos podemos percatar de que el perfil de la media sobrepasa en el décimo y onceavo nivel las distorsiones máximas permitidas, por lo que será necesario hacer un replanteo en el sistema estructural con la intención de disminuir las distorsiones de entrepiso en los niveles antes mencionados.

4.2.2 Distorsiones de Entrepiso en Dirección “Y” a Nivel de Sismo de Diseño.

Distorsiones "Y" a nivel de Sismo de Diseño Sentido Positivo									
Nivel	Φ "lp89g03"	Φ "lp89hsp"	Φ "nr94cnp"	Φ "nr94stc"	Φ "nr94tar"	Media UX (max)	Desv std Ux +1/2(max)	Desv std Ux -1/2(max)	σ total (cm)
Azotea	0.014	0.012	0.010	0.015	0.015	0.013	0.015	0.011	0.019
11	0.016	0.011	0.011	0.017	0.018	0.015	0.018	0.012	0.019
10	0.016	0.010	0.013	0.017	0.014	0.014	0.017	0.011	0.019
9	0.015	0.011	0.014	0.014	0.009	0.013	0.015	0.010	0.019
8	0.014	0.012	0.015	0.007	0.007	0.011	0.015	0.007	0.019
7	0.015	0.013	0.016	0.006	0.008	0.011	0.016	0.007	0.019
6	0.015	0.013	0.016	0.007	0.009	0.012	0.016	0.008	0.019
5	0.014	0.014	0.015	0.008	0.011	0.012	0.015	0.009	0.019
4	0.012	0.012	0.013	0.008	0.010	0.011	0.013	0.009	0.019
3	0.011	0.011	0.012	0.008	0.010	0.010	0.012	0.009	0.019
2	0.010	0.010	0.010	0.008	0.008	0.009	0.010	0.008	0.019
1	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006	0.019

Tabla No. 4.4. Distorsiones “Y” a nivel de sismo de diseño en sentido positivo.

Rotaciones "Y" a nivel de Sismo de Diseño Sentido Negativo									
Nivel	Φ "lp89g03"	Φ "lp89hsp"	Φ "nr94cnp"	Φ "nr94stc"	Φ "nr94tar"	Media UX (min)	Desv std Ux +1/2(min)	Desv std Ux -1/2(min)	σ total (cm)
Azotea	-0.0163	-0.0145	-0.0127	-0.0113	-0.0132	-0.014	-0.015	-0.012	-0.019
11	-0.0174	-0.0163	-0.0145	-0.0121	-0.0138	-0.015	-0.017	-0.013	-0.019
10	-0.0174	-0.0168	-0.0164	-0.0110	-0.0132	-0.015	-0.018	-0.012	-0.019
9	-0.0177	-0.0159	-0.0174	-0.0099	-0.0122	-0.015	-0.018	-0.011	-0.019
8	-0.0139	-0.0132	-0.0159	-0.0093	-0.0102	-0.013	-0.015	-0.010	-0.019
7	-0.0130	-0.0127	-0.0120	-0.0089	-0.0065	-0.011	-0.013	-0.008	-0.019
6	-0.0138	-0.0129	-0.0105	-0.0091	-0.0071	-0.011	-0.013	-0.008	-0.019
5	-0.0139	-0.0129	-0.0104	-0.0093	-0.0069	-0.011	-0.013	-0.008	-0.019
4	-0.0121	-0.0115	-0.0093	-0.0083	-0.0064	-0.010	-0.012	-0.007	-0.019
3	-0.0117	-0.0109	-0.0090	-0.0078	-0.0073	-0.009	-0.011	-0.007	-0.019
2	-0.0110	-0.0097	-0.0084	-0.0072	-0.0079	-0.009	-0.010	-0.007	-0.019
1	-0.0072	-0.0061	-0.0056	-0.0049	-0.0061	-0.006	-0.007	-0.005	-0.019

Tabla No. 4.5. Distorsiones “Y” a nivel de sismo de diseño en sentido negativo.

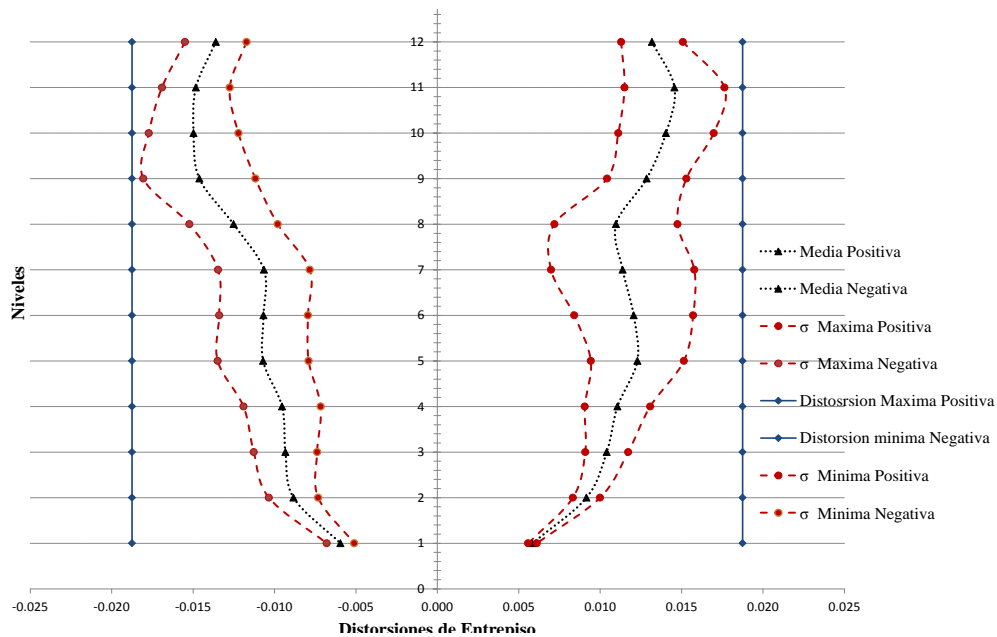


Figura 4.5. Perfil de distorsiones de entrepiso en dirección “Y” para sismo de diseño.

Al igual que para el análisis de distorsiones para la dirección “X”, las distorsiones no deberán exceder la distorsión máxima permitida $\phi_{max} = 0.019$. Como podemos apreciar en la figura No. 4.5, se observa un comportamiento muy similar a lo observado para el análisis en dirección “X”, teniendo distorsiones máximas entre los niveles cuatro – cinco y ocho – nueve. En lo que respecta a la distorsión máxima presentada de acuerdo al perfil de la media, esta cuanta con una distorsión de $\phi = 0.0185$, la cual es menor que la $\phi_{max} = 0.019$, por lo tanto la estructura en dirección “Y” es lo suficientemente rígida para soportar las fuerzas laterales generadas producto de la acción sísmica.

4.3 Distorsiones de Entrepiso a Nivel de Sismo Máximo Esperado.

De igual manera que para sismo de diseño, se calcularon los desplazamientos a nivel de sismo máximo esperado, en los cuales se obtuvieron los siguientes resultados:

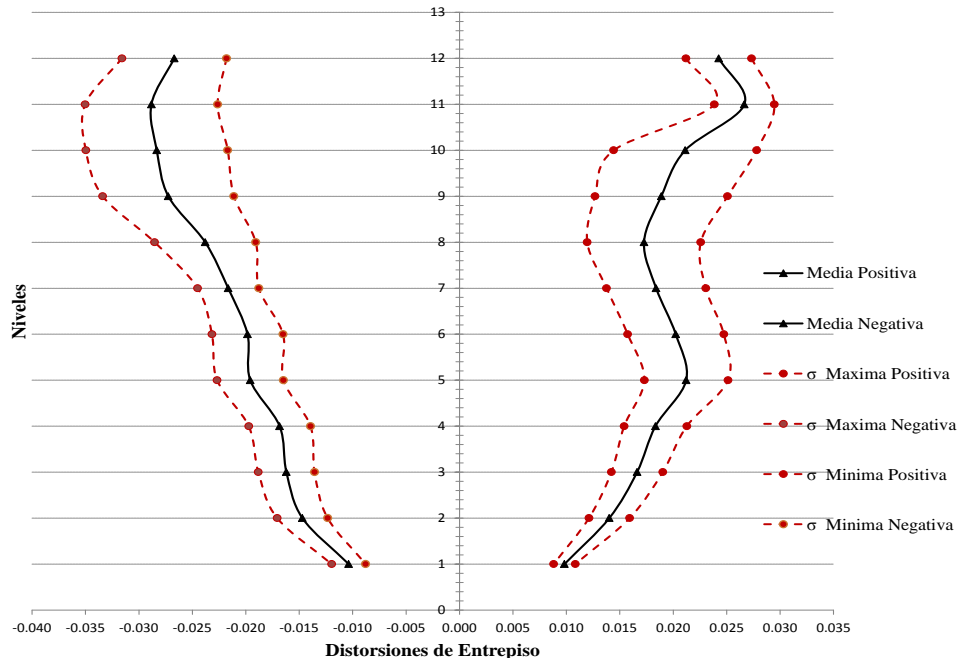
4.3.1 Distorsiones de Entrepiso en Dirección “X” a Nivel de Sismo de Máximo.

Distorsiones "X" a nivel de Sismo Maximo Esperado Sentido Positivo								
Nivel	Φ "Ip89g03"	Φ "Ip89hsp"	Φ "nr94cnp"	Φ "nr94stc"	Φ "nr94tar"	Media UX (max)	Desv std Ux +1/2(max)	Desv std Ux -1/2(max)
Azotea	0.023	0.022	0.029	0.023	0.025	0.024	0.027	0.021
11	0.025	0.024	0.031	0.026	0.026	0.027	0.029	0.024
10	0.027	0.017	0.021	0.028	0.012	0.021	0.028	0.014
9	0.027	0.017	0.024	0.014	0.012	0.019	0.025	0.013
8	0.021	0.018	0.023	0.010	0.014	0.017	0.023	0.012
7	0.019	0.021	0.024	0.012	0.016	0.018	0.023	0.014
6	0.022	0.022	0.025	0.014	0.018	0.020	0.025	0.016
5	0.023	0.023	0.025	0.015	0.019	0.021	0.025	0.017
4	0.020	0.020	0.021	0.014	0.017	0.018	0.021	0.015
3	0.017	0.019	0.018	0.013	0.015	0.017	0.019	0.014
2	0.015	0.017	0.015	0.012	0.012	0.014	0.016	0.012
1	0.010	0.011	0.010	0.009	0.009	0.010	0.011	0.009

Tabla No. 4.6. Distorsiones “X” a nivel de sismo de diseño en sentido positivo.

Distorsiones "X" a nivel de Sismo Maximo Esperado Sentido Negativo								
Nivel	Φ "Ip89g03"	Φ "Ip89hsp"	Φ "nr94cnp"	Φ "nr94stc"	Φ "nr94tar"	Media UX (min)	Desv std Ux +1/2(min)	Desv std Ux -1/2(min)
Azotea	-0.0315	-0.0306	-0.0262	-0.0192	-0.0260	-0.027	-0.032	-0.022
11	-0.0347	-0.0342	-0.0278	-0.0194	-0.0280	-0.029	-0.035	-0.023
10	-0.0337	-0.0349	-0.0295	-0.0189	-0.0247	-0.028	-0.035	-0.022
9	-0.0318	-0.0312	-0.0306	-0.0173	-0.0254	-0.027	-0.033	-0.021
8	-0.0281	-0.0238	-0.0270	-0.0160	-0.0240	-0.024	-0.029	-0.019
7	-0.0241	-0.0219	-0.0225	-0.0167	-0.0230	-0.022	-0.025	-0.019
6	-0.0227	-0.0216	-0.0225	-0.0167	-0.0157	-0.020	-0.023	-0.017
5	-0.0216	-0.0221	-0.0219	-0.0162	-0.0162	-0.020	-0.023	-0.016
4	-0.0189	-0.0195	-0.0183	-0.0140	-0.0134	-0.017	-0.020	-0.014
3	-0.0187	-0.0187	-0.0167	-0.0136	-0.0133	-0.016	-0.019	-0.014
2	-0.0175	-0.0168	-0.0142	-0.0127	-0.0123	-0.015	-0.017	-0.012
1	-0.0126	-0.0115	-0.0092	-0.0092	-0.0093	-0.010	-0.012	-0.009

Tabla No. 4.7. Distorsiones “X” a nivel de sismo de diseño en sentido negativo.



FiguraNo. 4.6. Perfil de distorsiones de entrepiso en dirección “X” para sismo máximo esperado.

4.3.2 Distorsiones de Entrepiso en Dirección “Y” a Nivel de Sismo de Máximo.

Distorsiones "Y" a nivel de Sismo Maximo Esperado Sentido Positivo								
Nivel	Φ "Ip89g03"	Φ "Ip89hsp"	Φ "nr94cnp"	Φ "nr94stc"	Φ "nr94tar"	Media UX (max)	Desv std Ux +1/2(max)	Desv std Ux -1/2(max)
Azotea	0.023	0.010	0.016	0.022	0.024	0.019	0.025	0.013
11	0.026	0.011	0.017	0.025	0.029	0.022	0.029	0.014
10	0.026	0.013	0.019	0.026	0.030	0.023	0.030	0.016
9	0.026	0.014	0.022	0.021	0.025	0.022	0.026	0.017
8	0.024	0.015	0.022	0.010	0.008	0.016	0.023	0.009
7	0.022	0.016	0.023	0.007	0.009	0.016	0.023	0.008
6	0.022	0.017	0.022	0.009	0.011	0.016	0.022	0.010
5	0.021	0.017	0.021	0.011	0.013	0.017	0.021	0.012
4	0.019	0.015	0.017	0.011	0.012	0.015	0.018	0.012
3	0.017	0.014	0.015	0.012	0.012	0.014	0.016	0.012
2	0.014	0.011	0.013	0.011	0.011	0.012	0.013	0.011
1	0.009	0.007	0.007	0.008	0.007	0.008	0.008	0.007

Tabla No. 4.8. Distorsiones “Y” a nivel de sismo de diseño en sentido

Distorsiones "Y" a nivel de Sismo Maximo Esperado Sentido Negativo								
Nivel	Φ "Ip89g03"	Φ "Ip89hsp"	Φ "nr94cnp"	Φ "nr94stc"	Φ "nr94tar"	Media UX (min)	Desv std Ux +1/2(min)	Desv std Ux -1/2(min)
Azotea	-0.0355	-0.0191	-0.0198	-0.0148	-0.0120	-0.020	-0.029	-0.011
11	-0.0368	-0.0219	-0.0212	-0.0158	-0.0124	-0.022	-0.031	-0.012
10	-0.0327	-0.0234	-0.0217	-0.0160	-0.0044	-0.020	-0.030	-0.009
9	-0.0284	-0.0211	-0.0207	-0.0167	-0.0067	-0.019	-0.027	-0.011
8	-0.0240	-0.0131	-0.0198	-0.0145	-0.0088	-0.016	-0.022	-0.010
7	-0.0182	-0.0146	-0.0206	-0.0122	-0.0098	-0.015	-0.019	-0.011
6	-0.0171	-0.0161	-0.0214	-0.0102	-0.0104	-0.015	-0.020	-0.010
5	-0.0168	-0.0171	-0.0205	-0.0104	-0.0108	-0.015	-0.019	-0.011
4	-0.0157	-0.0158	-0.0170	-0.0101	-0.0103	-0.014	-0.017	-0.010
3	-0.0155	-0.0150	-0.0149	-0.0100	-0.0105	-0.013	-0.016	-0.010
2	-0.0149	-0.0132	-0.0117	-0.0090	-0.0098	-0.012	-0.014	-0.009
1	-0.0101	-0.0081	-0.0073	-0.0059	-0.0063	-0.008	-0.009	-0.006

Tabla No. 4.9. Distorsiones "Y" a nivel de sismo de diseño en sentido

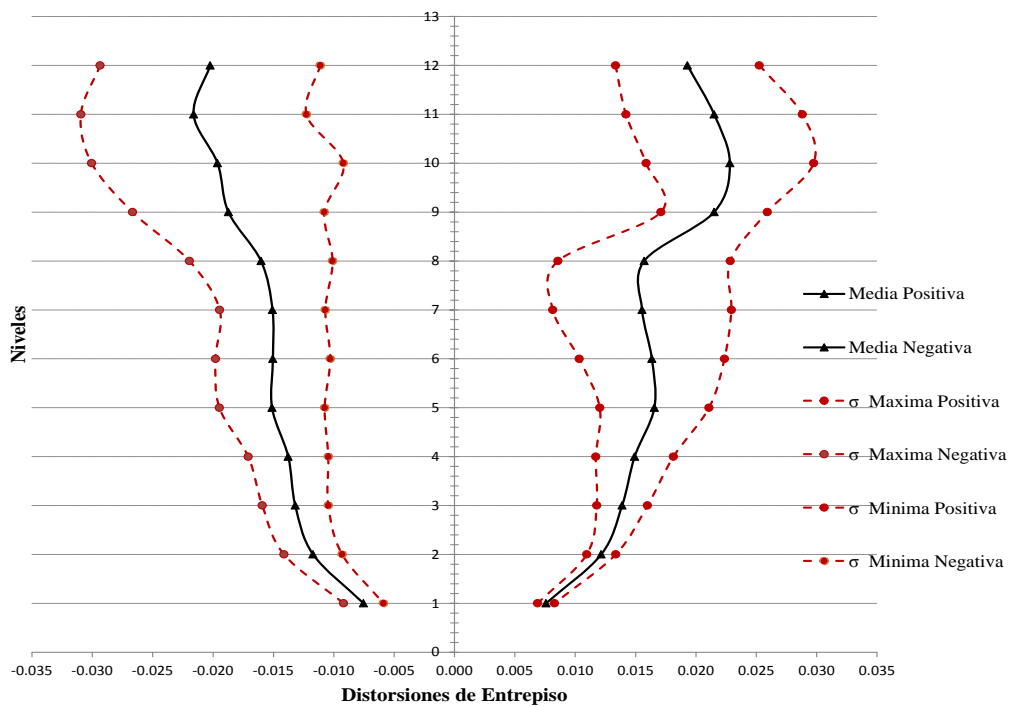


Figura No. 4.7. Perfil de distorsiones de entrepiso en dirección "Y" para sismo máximo esperado.

4.4 Rotaciones Plásticas de la Estructura.

Otro parámetro importante en el análisis dinámico, es la revisión de formación de articulaciones plásticas en las vigas principales que conforman el sistema estructural. Esta revisión se realiza con la finalidad de determinar el nivel en el que los elementos estructurales se desempeñan y con ello conocer el posible daño del elemento.

El nivel de desempeño describe un estado de límite discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales, (Sánchez, 2007):

- Posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
- Amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños.
- Funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.

4.4.1 Niveles de Desempeño.

La propuesta de FEMA 356 establece 3 diferentes estados límite de daño estructural: Ocupación inmediata, evaluación de seguridad y prevención de colapso, más dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad controlada.

S-1. Ocupación Inmediata: La estructura no sufre daños considerables. Y el edificio puede funcionar en su totalidad.

S-2. Daño Controlado: Corresponde a un estado de daño que va entre la ocupación inmediata y evaluación de seguridad. No se presentan pérdidas humanas, sin embargo la estructura presenta algunos daños estructurales.

S-3. Evaluación de Seguridad: La estructura presenta daños de los elementos estructurales y no estructurales significativos.

S-4. Seguridad limitada: Corresponde a un estado de daño que varía entre el límite de evaluación de seguridad y prevención de colapso. En este estado la estructura pudiera requerir reparaciones para asegurar la estabilidad estructural.

S-5. Prevención de Colapso: Corresponde a un estado límite en el cual el sistema está a punto de colapso, debido a la pérdida de rigidez y resistencia, poniendo en riesgo la vida de los ocupantes.

De acuerdo a lo establecido en la tabla 5-6 del capítulo 5 de FEMA 356, los parámetros para el modelo no lineal en estructuras de acero son los siguientes:

- Para nivel de desempeño de ocupación inmediata la deformación es el $0.25\theta_y$ (el 25% de la rotación de fluencia).
- Para nivel de evaluación de seguridad la deformación es el $2\theta_y$ (el 200% de la rotación de fluencia).
- Para nivel de prevención de colapso la deformación es el $3\theta_y$ (el 300% de la rotación de fluencia).

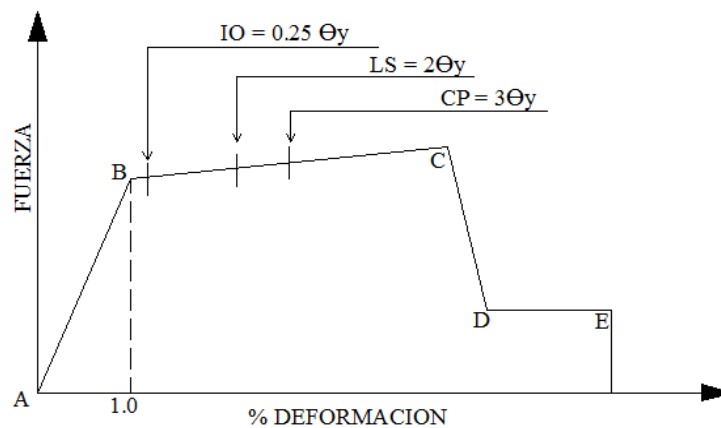


Figura No. 4.8. Modelo de la relación fuerza-deformación.

4.4.2 Rotaciones Plásticas de las Vigas a Nivel de Sismo de Diseño.

De acuerdo al modelo no lineal presentado en el capítulo 5 de FEMA 356, se asignaron los parámetros al programa SAP2000 con la finalidad de conocer el comportamiento plástico de los elementos principales que componen la estructura.

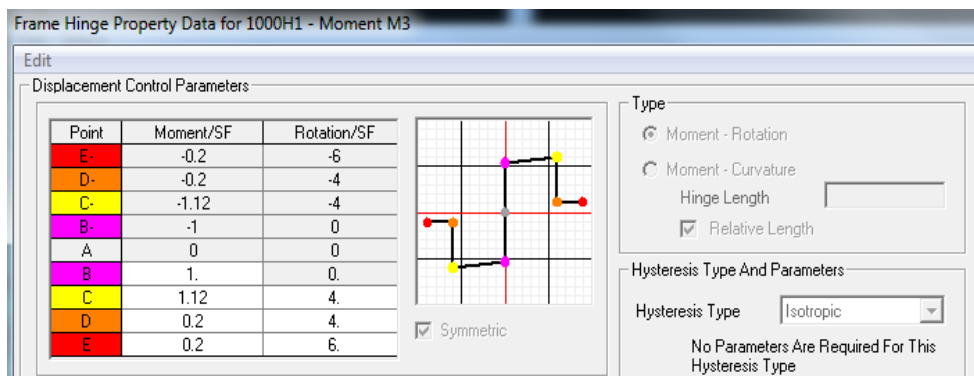


Figura No. 4.9. Entrada de datos del modelo no lineal para el programa SAP2000.

En las figuras No. 4.9 y 5.0 se muestran las respuestas de las vigas principales que componen el sistema estructural. Para el caso de las rotaciones plásticas a nivel de sismo de diseño en dirección “X” nos podemos percatar que las rotaciones generadas en la estructura se encuentran dentro de un límite aceptable, puesto que ninguna rotación plástica alcanza el estado límite de evaluación estructural, por lo consiguiente podemos deducir que la estructura se comporta de manera aceptable bajo cargas laterales. En lo que respecta a la dirección “Y”, podemos observar que existen algunos elementos que se encuentran dentro del estado límite de evaluación de seguridad e inclusive alguno llega hasta el punto de prevención de colapso, por lo tanto es importante revisar la estructura en la dirección “Y”.

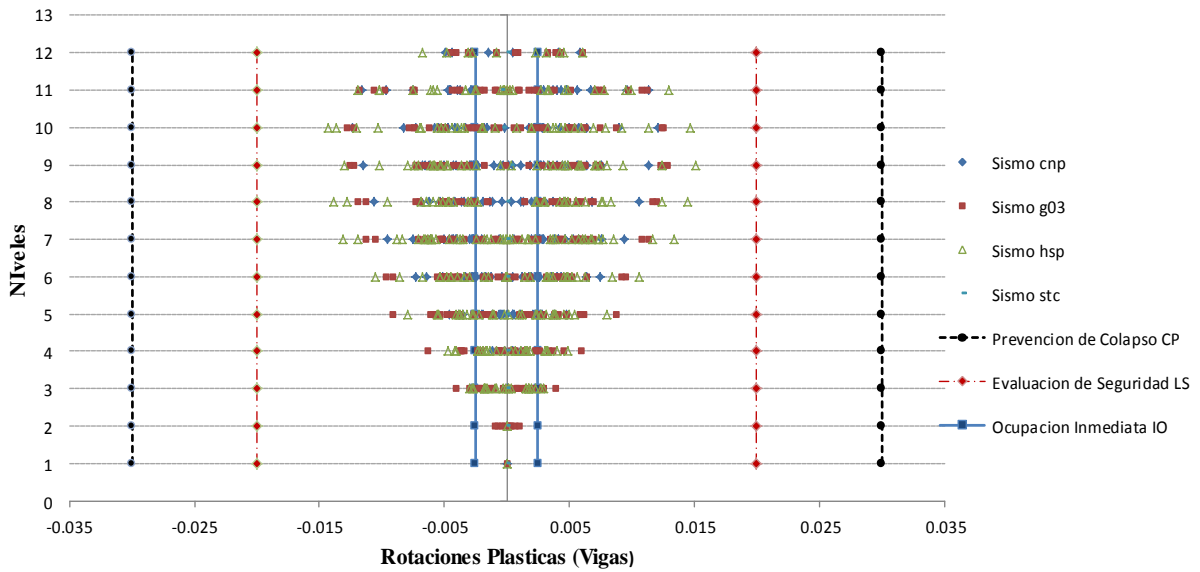


Figura No. 4.10. Rotaciones plásticas en vigas en dirección “X” a nivel de sismo de diseño.

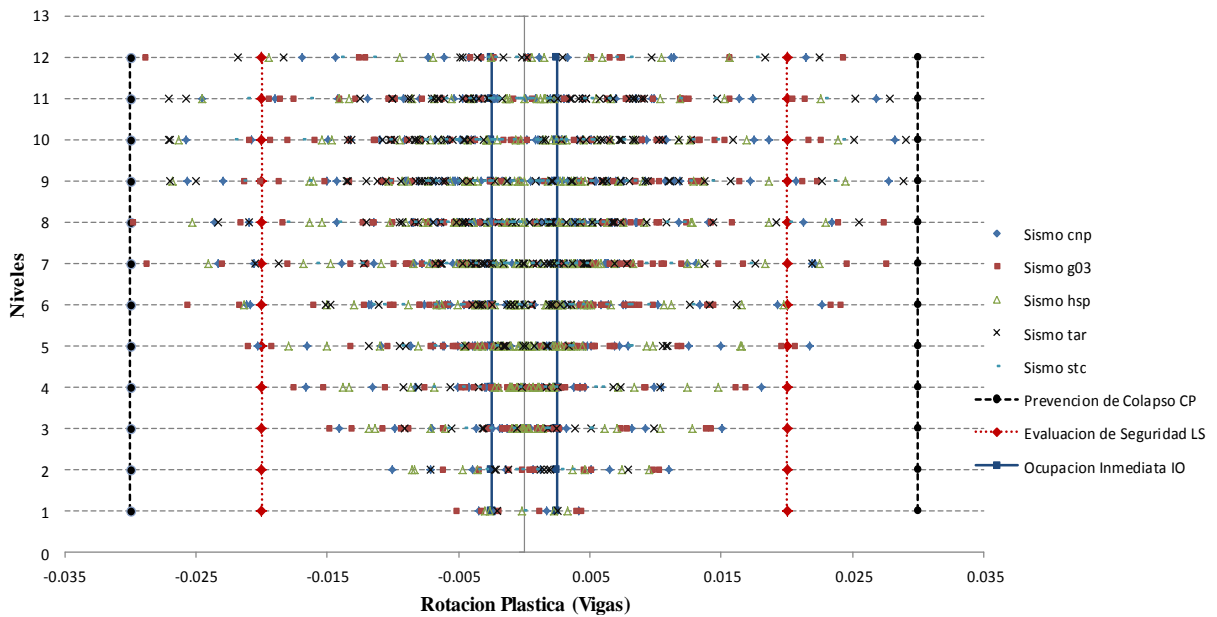


Figura No. 4.11. Rotaciones plásticas en vigas en dirección “Y” a nivel de sismo de diseño.

4.4.3 Rotaciones Plásticas de las Vigas a Nivel de Sismo Máximo.

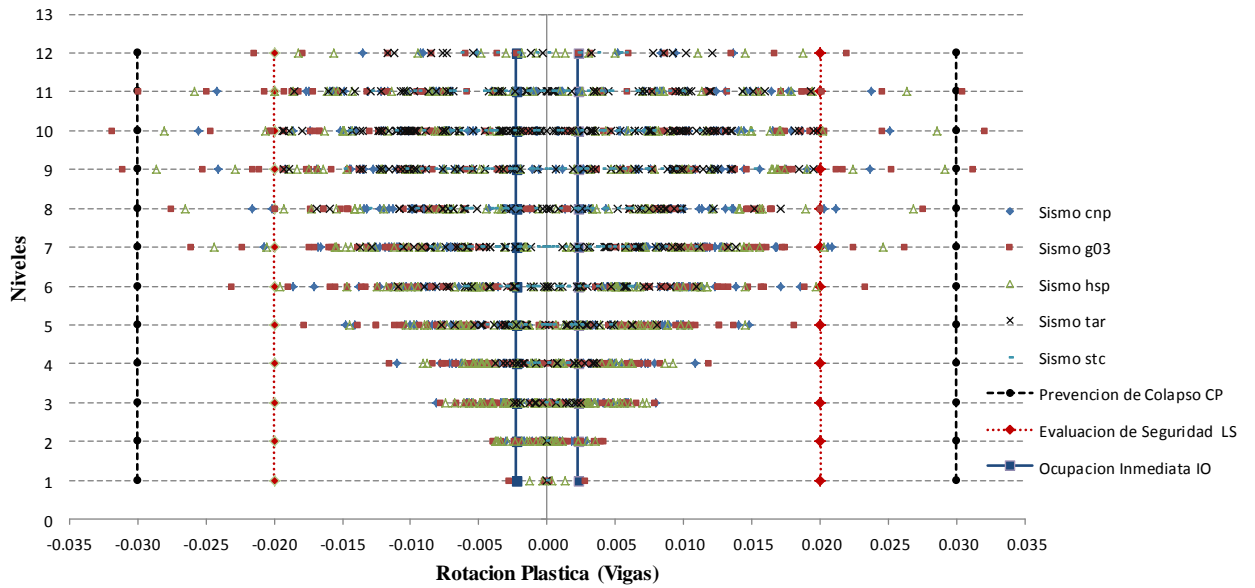


Figura No. 4.12. Rotaciones plásticas en vigas en dirección “X” a nivel de sismo máximo esperado.

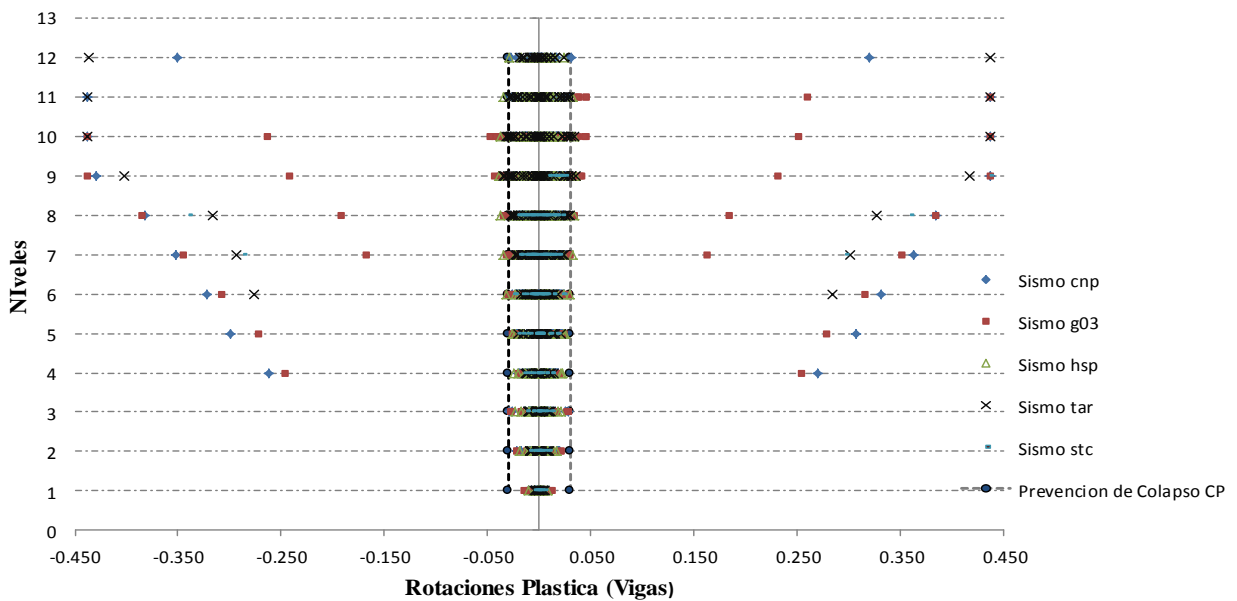


Figura No. 4.13. Rotaciones plásticas en vigas en dirección “Y” a nivel de sismo máximo esperado.

Como se observa en las figuras No. 4.12 y 4.13, existen algunos elementos que sobrepasan los límites de esfuerzos permisibles, generando rotaciones plásticas a nivel de colapso, por lo que es conveniente tratar de controlar los niveles de esfuerzos por medio de algún mecanismo que ayude a disipar la energía producida por el sismo.

Capítulo 5

Diseño de Dispositivo De Aislación Sísmica

5.1 Introducción

Los aisladores se basan en la reducción de la demanda sísmica. Estos sistemas tienen como finalidad aislar la cimentación de la superestructura. Al colocarlos en la estructura se alarga considerablemente el periodo fundamental de vibración de la estructura llevándola a zonas donde las aceleraciones espectrales son más reducidas y consecuentemente, las fuerzas que producen resultan de menor magnitud. Como la frecuencia disminuye, las aceleraciones introducidas disminuyen, al igual que los efectos dañinos del movimiento del suelo en la estructura. (Olmedo, 2010).

El diseño se plantea para un sistema de aisladores de caucho con núcleo de plomo tipo “LPB”, siguiendo los lineamientos de International BuildingCode 2006 “IBC-2006”, en el cual se dan las recomendaciones básicas para el tipo de análisis a realizar, las características de los aisladores, zonas sísmicas, grupos de uso y características particulares del suelo.

Para hacer uso seguro de los aisladores, las propiedades mecánicas de diferentes tipos de aisladores han sido investigadas intensamente. Para poder representar el comportamiento histerético y visco-elástico de estos mismos, se han elaborado varios tipos de modelos matemáticos como los mostrados en las figuras No. 5.1 y 5.2.

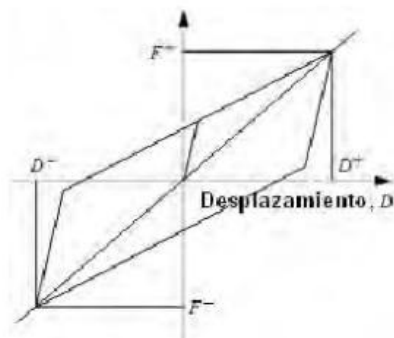


Figura No. 5.1. Modelo Histerético

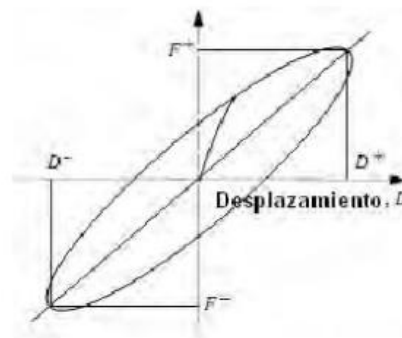


Figura No. 5.2. Modelo Visco-elástico.

Para el modelo histerético se encontró que las propiedades de los aisladores eran independientes de la velocidad. En este modelo los desplazamientos máximos y mínimos ocurren al cortante máximo y mínimo respectivamente. Para el modelo visco-elástico se encontró que las propiedades de los aisladores eran dependientes de la velocidad. Aquí los cortantes máximos y mínimos ocurren antes de los desplazamientos máximos y mínimos respectivamente.

Sin embargo el modelo que ha sido más aceptado para la investigación y el diseño, es el modelo bilineal, esto se debe a que caracteriza adecuadamente las propiedades de los aisladores, pero también a que es válido tanto para aisladores elastómeros como para aisladores de fricción.

La determinación de un modelo bilineal se inicia definiendo tres parámetros básicos, según las propiedades de cada tipo de aislador, cabe resaltar que es necesario ecuaciones específicas para calcular cada uno de los parámetros básicos. Otras propiedades del aislador tales como amortiguamiento efectivo y rigidez vertical son también introducidas para el desarrollo del modelo aislador.

5.2 Modelo Bilineal

El modelo bilineal, usado para expresar la relación entre la fuerza cortante y el desplazamiento lateral, puede definirse por tres parámetros los cuales podemos identificar en la figura No. 5.3.

- Rigidez Elástica “ k_e ”
- Rigidez Postfluencia “ k_p ”
- Fuerza Característica “ Q ”

Estos tres parámetros reflejan adecuadamente las características mecánicas de los aisladores y suministran una estimación satisfactoria del comportamiento no lineal de un aislador.

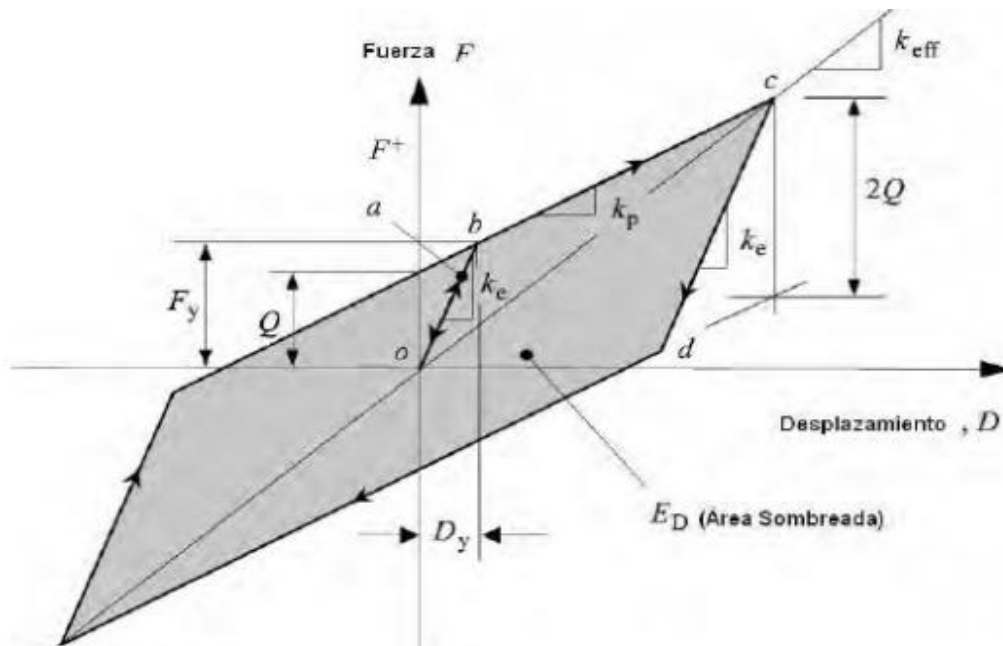


Figura No. 5.3. Parámetros del Modelo Histerético.

La rigidez efectiva “ k_{eff} ”, en la región de postfluencia puede ser expresada en términos de la rigidez postfluencia “ k_p ” y la fuerza característica “ Q ” con el correspondiente desplazamiento lateral “ D ”, de esta manera tenemos:

$$k_{eff} = k_p + \frac{Q}{D}$$

El desplazamiento de fluencia “ Dy ”, el cual es convenientemente utilizado en algunos programas de computadoras para definir el modelo bilineal, es obtenido en base a “ kp ”, “ ke ” y “ Q ”.

$$Dy = \frac{Q}{ke - kp}$$

La fuerza de fluencia “ Fy ”, en el desplazamiento “ Dy ”, se determina a través de la fuerza característica “ Q ”, la rigidez postfluencia “ kp ” y “ Dy ”.

$$Fy = Q + kp Dy$$

El amortiguamiento efectivo β_{eff} se define como.

$$\beta_{eff} = \frac{4Q(D - Dy)}{2\pi K_{eff} D^2}$$

5.3 Diseño de Dispositivos de Aislación Basal de Caucho con Núcleo de Plomo.

El proceso de diseño de los aisladores de base es un proceso iterativo, que necesita de parámetros de laboratorio que varían para cada uno de los tipos de aisladores, elastómeros o de fricción. Sin embargo para su diseño se pueden tomar ciertas suposiciones que permiten que se pueda realizar un diseño.

Desplazamientos de Diseño

Para el cálculo de los desplazamientos es necesario tomar en cuenta dos sismos: el sismo a nivel de diseño y a nivel máximo esperado. Para esto se propone un periodo efectivo del sistema y a su vez un amortiguamiento

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

Dónde:

T_D, T_M = Periodo de la estructura con aisladores, a nivel de sismo de diseño y máximo esperado.

S_{D1}, S_{M1} = Coeficientes espectrales, correspondientes a sismo de diseño y máximo esperado.

$$D_M = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \frac{S_{M1}T_M}{B_M}$$

B_D, B_M = Coeficientes de amortiguamiento del sistema, correspondientes a sismo de diseño y máximo esperado.

Amortiguamiento Efectivo del Sistema.

El amortiguamiento efectivo del sistema β para sismo a nivel de diseño y sismo máximo esperado se determina de la siguiente manera:

$$\beta_D = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{\text{Area total de histéresis}}{K_{D,max}D_D^2} \right)$$

Dónde:

K_D, K_M = Rigidez efectiva.

$$\beta_M = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{\text{Area total de histéresis}}{K_{M,max}D_M^2} \right)$$

Periodo Efectivo de Aislamiento de Sistema.

Los periodos de aislamiento efectivo del sistema, T_D y T_M correspondientes a las respuestas de sismo de diseño y sismo máximo esperado se determina como:

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{Dmin}g}}$$

5.3.1 Desplazamientos de Diseño.

El coeficiente de amortiguamiento del sistema se determina en base a la fórmula establecida por Naeim y Kelly en su libro de “Desig of Sismic Isolated Structures”, de la siguiente manera:

$$B = \frac{1}{(0.25(1 - \ln \beta))} \quad \text{Dónde:}$$

β = Amortiguamiento efectivo

Asumiendo un amortiguamiento efectivo a nivel de sismo de diseño de $\beta = 15\%$ tenemos que:

$$\underline{B_D = 1.381}$$

De acuerdo al tipo de suelo de la zona en la que se desplantara la estructura tenemos que el coeficiente espectral $S_{D1} = 0.6$, y asumiendo un periodo de 2s para la estructura aislada a nivel de sismo de diseño tenemos que el desplazamiento de diseño es:

$$\underline{D_D = 0.22 \text{ m.}}$$

5.3.2 Rigidez Horizontal de un Solo Disipador.

Para la rigidez horizontal del dispositivo se tomara en cuenta el peso que sostiene 1 columna $w = 1,486.88 \text{ KN}$. En base a esto tenemos que la rigidez horizontal es:

$$K_H = \frac{w}{g} \left(\frac{2\pi}{T_D} \right)^2 \quad \underline{K_H = 1495.91 \text{ KN/m.}}$$

5.3.3 Energía Disipada por Ciclo.

La energía disipada por ciclo será determinada en base a la rigidez efectiva del aislador, el desplazamiento de diseño y el amortiguamiento efectivo.

$$W_D = 2\pi k_{eff} D_D^2 \beta_{eff}$$

Por lo tanto la cantidad de energía disipada será $\underline{W_D = 65.76 \text{ KN-m.}}$

Posteriormente se determinan los parámetros “Q” y “Kr” referentes a l núcleo de plomo:

$$K_{eff} = K_p + \left(\frac{Q}{D} \right) \quad \text{Dónde:}$$

K_p = Rigidez postfluencia
 Q = Fuerza característica.
 D_y = Desplazamiento de fluencia.
 K_e = Rigidez elástica = 10kp.

Despreciando en un principio el desplazamiento de fluencia “Dy”, obtenemos un valor aproximado de “Q”,

$$Q = \frac{W_D}{4D_D} \text{ Por lo tanto } Q = 76.12 \text{ KN}$$

$$K_p = K_{eff} - \left(\frac{Q}{D}\right) \text{ Por lo tanto } K_p = 1,143.45 \text{ KN/m}$$

Una vez obtenido el valor de postfluencia se puede ajustar el valor de la fuerza característica “Q”

$$Q = \frac{W_D}{4D_D} \quad \text{ Por lo tanto } Q = 78.82 \text{ KN}$$

5.3.4 Área Total de Plomo para Aislador.

Para determinar el área de plomo, tomaremos un esfuerzo de fluencia del plomo igual a 10MPa (característico del material), con lo cual el área de plomo necesaria es:

$$A_{pbn} = \frac{Q}{\sigma_y}$$

$$A_{pbn} = 0.008 \text{ m}^2$$

Dónde:

A_{pbn} = Área de plomo necesario

Q = Fuerza característica.

σ_y = Esfuerzo de fluencia de plomo = 10MPa.

Proponiendo utilizar dispositivos con un diámetro de:

$$d_a = 0.80 \text{ m}$$

$$d_n = 0.12 \text{ m}$$

$$A_{pb} = 0.011 \text{ m}^2$$

Dónde:

d_a = Diámetro del aislador.

d_n = Diámetro de núcleo de plomo.

Como se puede observar el área propuesta de 0.011m² es mayor que el área necesaria de 0.008m².

5.3.5 Área de Soporte.

Para determinar el área del soporte se propone utilizar un caucho con un módulo de elasticidad G= 700Kpa y 25 capas de caucho de 12mm cada una, teniendo un espesor total tr = 0.30m.

$$A_{soporte} = \frac{t_r K_r}{G}$$

El área de soporte necesario es: $A_{soporte} = 0.48 \text{ m}^2$, debido a que se supuso un diámetro de 80cm con un área de soporte de 0.50m², las dimensiones propuestas cumplen con lo requerido.

5.3.6 Rigidez de Soporte.

Una vez determinado las dimensiones del soporte del dispositivo se procede a determinar la rigidez de los soportes.

$$K_p = \frac{AG}{t_r} K_p = 1,172.86 \text{ KN/m}$$

En base a esto recalculamos la rigidez efectiva del dispositivo y tenemos que $K_{eff} = 1,537.83 \text{ KN/m}$.

De igual manera se recalcula la energía disipada por ciclo $W_D = 65.76 \text{ KN}$.

Recalculando el amortiguamiento tenemos que $\beta = 14.6 \%$

5.3.7 Desplazamientos Totales.

El desplazamiento total es determinado de la siguiente manera:

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

$$\underline{D_{TD} = 0.27 \text{ m}}$$

Dónde:

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

De la misma forma en que se obtuvieron los parámetros del aislador para sismo de diseño, se realiza el mismo procedimiento para nivel de análisis de sismo máximo.

5.3.8 Datos Finales de Diseño.

En base a lo anterior determinamos el modelo histerético de los dispositivos, utilizado para definir las dimensiones de dispositivo de aislación basal.

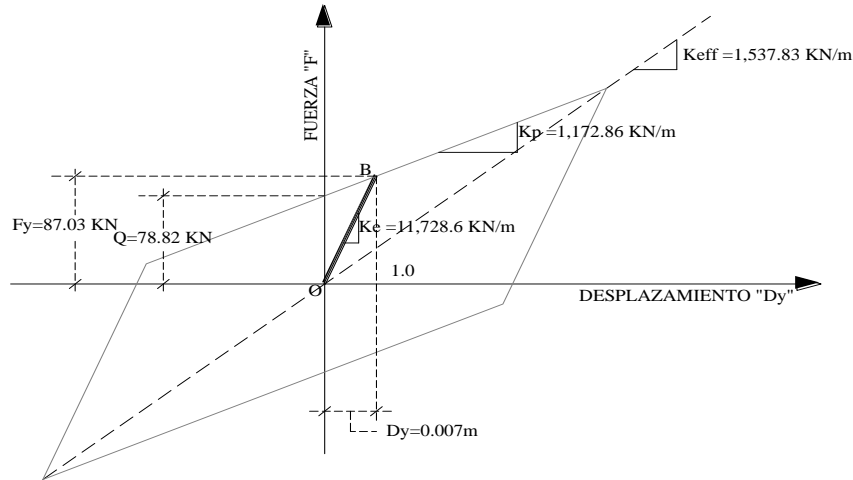


Figura No.5.4. Parámetros del modelo histerético del dispositivo a utilizar.

Realizando el diseño del aislador, en base a la suposición que la estructura aislada tendrá un periodo de 2 seg. para sismo de diseño, 2.5 seg. para sismo máximo esperado y un amortiguamiento efectivo del 15%, se obtiene un dispositivo de 300 mm de altura conformados con 25 placas de caucho de 12 mm de espesor cada una y un módulo de elasticidad de 700 kPa, el diámetro propuesto es de 800 mm. El núcleo de plomo tendrá 120 mm de diámetro. El dispositivo cuenta con los siguientes parámetros:

Datos Finales de Diseño					
Sismo de Diseño			Sismo Maximo Esperado		
D_{TD} (m)	K_{eff} (N/m)	T_D (s)	D_{TM} (m)	K_{eff} (N/m)	T_M (s)
0.27	1537.83	2	0.5	1406.44	2.5

Tabla No.5.1. Datos finales de diseño para el dispositivo utilizado.

5.4 Modelo Tridimensional de la estructura con Base Flexible.

Para tomar en cuenta la contribución de los dispositivos en el análisis y diseño de la estructura, se tomó el modelo matemático realizado con el software SAP-2000 V14.2 para el diseño convencional de la estructura con base rígida y se le asignaron los dispositivos de aislación de acuerdo al siguiente procedimiento.

5.4.1 Ejes de Referencia.

Para comenzar es importante determinar cuáles serán los ejes de referencia a utilizar, debido a que en base a ello, es como se dará entrada a los datos obtenidos por los parámetros del aislador y el conocimiento de los ejes de referencia nos permitirá una correcta inserción de datos. En la figura No.5.5, se muestra la orientación de los ejes a utilizar:

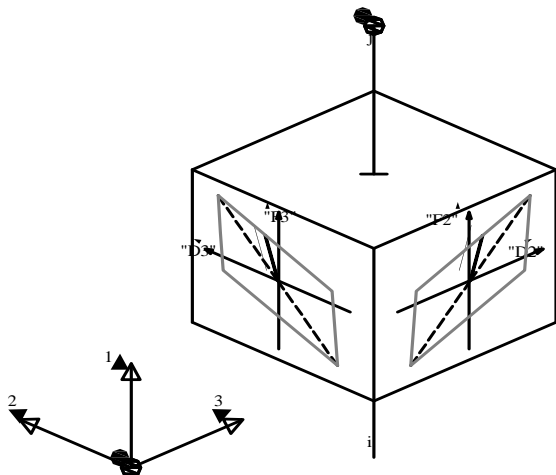


Figura No.5.5. Eje de coordenadas para aislador

Dónde:

i y j = Nodo inicial y final respectivamente.

1 = Eje vertical en dirección "Z".

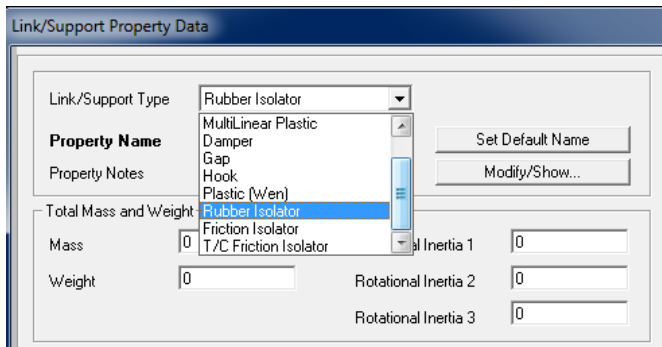
2 = Eje vertical en dirección "X".

3 = Eje vertical en dirección "Y".

5.4.2 Selección del Aislador en SAP2000.

Una vez identificados los ejes de referencia, el siguiente paso es seleccionar el tipo de aislador a utilizar, para ello el software cuenta con diferentes tipos de dispositivos, entre los que se encuentran aisladores elastómeros, friccionantes, etc. Para nuestro análisis elegimos un aislador tipo elastómero de la siguiente manera:

Para dar de alta un aislador se sigue la siguiente ruta: **Define/ Section properties/ Link support properties**, en el primer cuadro de dialogo se selecciona **add new propertie**, y posteriormente se abre una ventana de dialogo como lo muestra la figura 5.6.



Como se muestra en la figura No. 5.6, en el cuadro de *link/support Type*, elegimos el aislador “*Rubber Isolator*”

Figura No.5.6. Cuadro de dialogo para aisladores en SAP 2000.

5.4.3 Características Mecánicas del Aislador.

Posteriormente se dan de alta las propiedades mecánicas del dispositivo, mismas que fueron obtenidas en base al modelo histérico del dispositivo diseñado. Para dar de alta las propiedades:

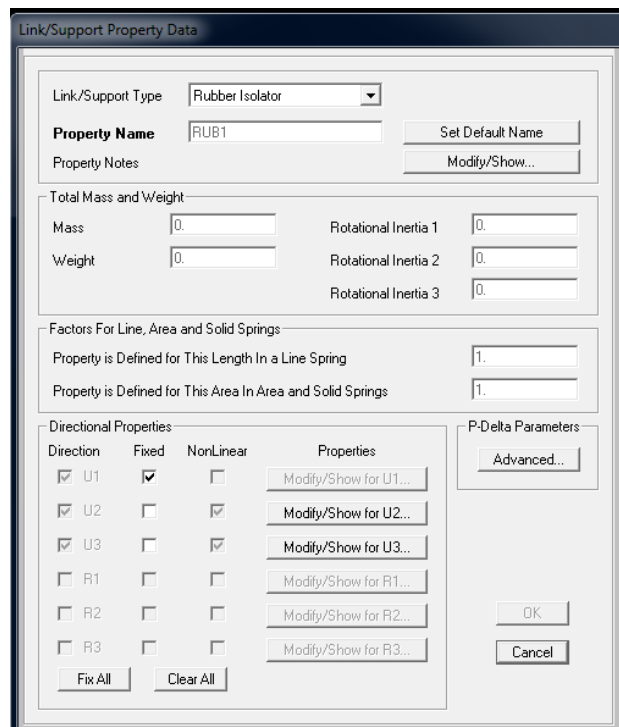
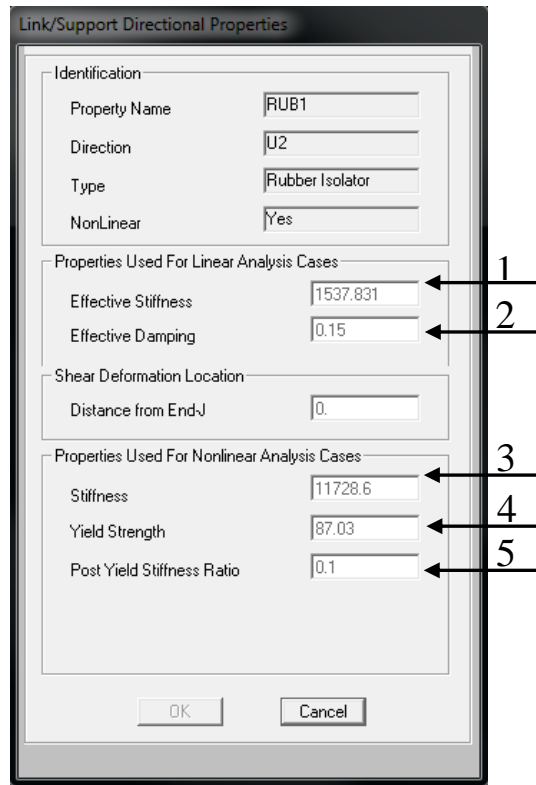


Figura No. 5.7. Cuadro de dialogo para aisladores en SAP 2000.

En *directional properties* se selecciona la dirección en la que va a trabajar el dispositivo (U1,U2,U3, etc.), posteriormente se define si el análisis será lineal o no lineal, para este caso se seleccionó la dirección en “X” y “Y” con un análisis no-lineal, restringiendo el movimiento en dirección “Z” (Vertical).

Una vez definido el estado y dirección en la que trabajara el dispositivo, se selecciona la barra *modify show for U2...* y se despliega el siguiente cuadro de texto:



Propiedades de los Aisladores para Análisis Lineal:

- 1.- Rigidez efectiva: 1,537.83 KN/m².
- 2.- Amortiguamiento efectivo: 15%.

Propiedades de los Aisladores para Análisis No Lineal:

- 3.- Rigidez inicial (rigidez elástica):
11,728.6 KN/m².
- 4.- Fuerza de fluencia: 87.03KN.
- 5.- Porcentaje de Rigidez Postfluencia: 10%

Figura No. 5.8. Cuadro de dialogo para aisladores tipo elastómero.

La figura No. 5.8 se muestra los parámetros utilizados para realizar el análisis y diseño de la estructura considerando la base flexible.

5.4.4 Colocación del Dispositivo.

Una vez determinado el dispositivo, el siguiente paso es asignarlo a la estructura, de la siguiente manera:

En la barra de herramientas se asigna el comando draw/ draw 1 joint link, donde se puede seleccionar los diferentes tipos de elementos aisladores que se hayan creado como se muestra en la figura No. 5.9.

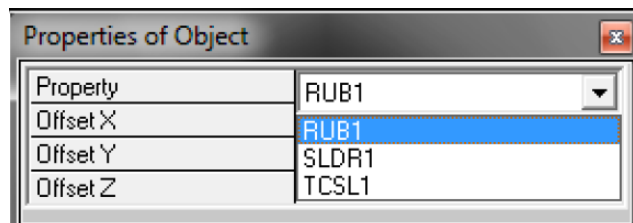


Figura No. 5.9. Cuadro de diálogo mostrando las opciones de elementos tipo aislador que se pueden colocar.

Una vez seleccionado el elemento aislador se asigna manualmente a los nodos deseados.

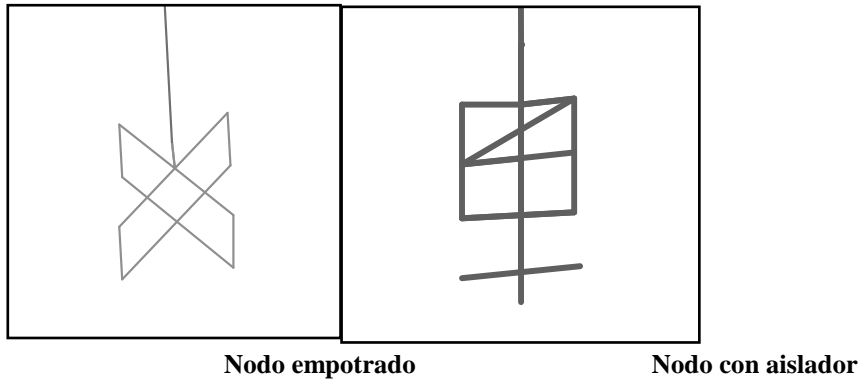


Figura No. 5.10. Comparativa de nodo simple y nodo con aislador.

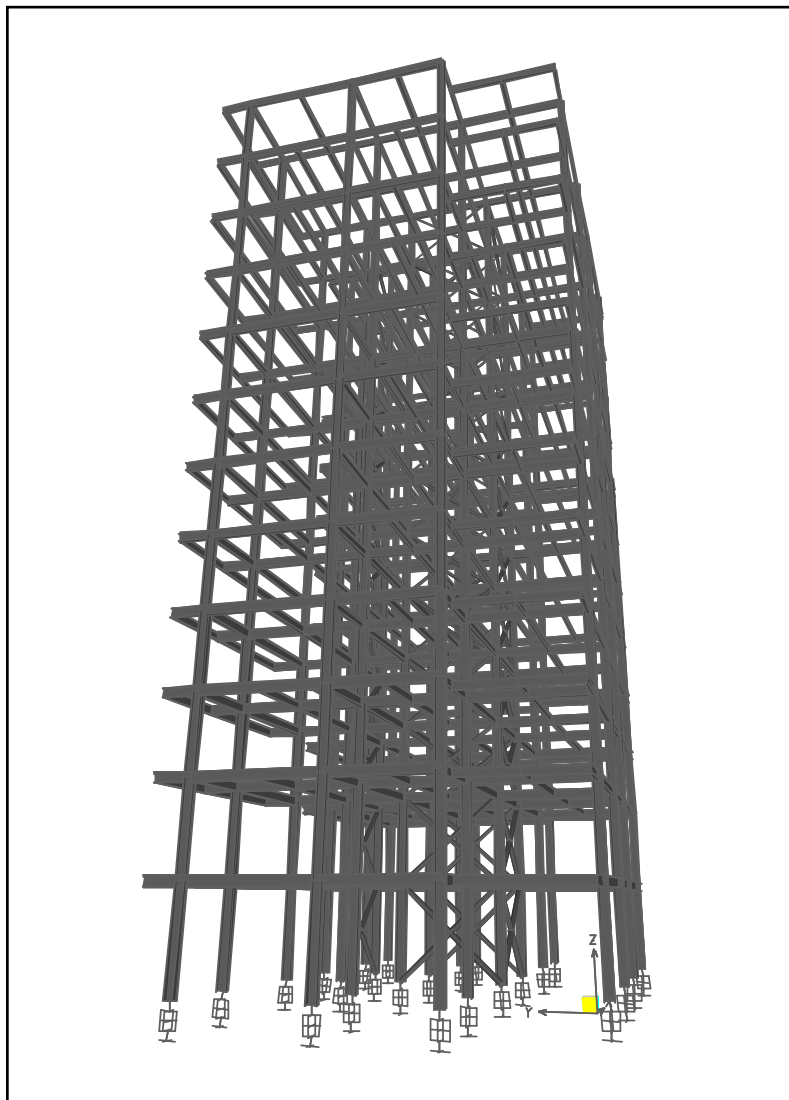


Figura No. 5.11. Modelo matemático en 3D con aisladores sísmicos.

Capítulo 6

Análisis y Diseño no Lineal con Base Flexible

6.1 Análisis Dinámico (Historia en el Tiempo)

Toda estructura aislada en la base puede ser diseñada y construida de acuerdo a los requerimientos establecidos en el capítulo 17 del ASCE-7 05, para ello se pueden utilizar diferentes procedimientos de análisis. Al igual que para la estructura con base rígida, se realizara el análisis y diseño de la estructura con base flexible utilizando el método dinámico de análisis en la historia del tiempo, utilizando los mismos registros sísmicos, y realizando el análisis a niveles de sismo de diseño y de sismo máximo esperado, con la finalidad de conocer el comportamiento de la estructura y establecer algún punto de comparación favorable o desfavorable (según sea el caso) con respecto a la estructura con base rígida.

6.2 Revisión de Distorsiones de Entrepiso a Nivel de Sismo de Diseño.

De la misma manera que se obtuvieron las distorsiones de entrepiso para base rígida, se obtuvieron las distorsiones de entrepiso para base flexible, las cuales fueron comparadas con la distorsión máxima permitida por el ASCE-7 05 $\phi_{max} = 0.019$.

6.2.1 Distorsiones de Entrepiso a Nivel de Sismo de Diseño Dirección “X”.

Rotaciones "X" a nivel de Sismo de Diseño Sentido Positivo "Base Flexible"									
Nivel	Φ "Ip89g03"	Φ "Ip89hsp"	Φ "nr94cnp"	Φ "nr94stc"	Φ "nr94tar"	Media UX (max)	Desv std UX +1/2(max)	Desv std UX 1/2(max)	ϕ total (cm)
Azotea	0.0041	0.0091	0.0041	0.0058	0.0058	0.006	0.008	0.004	0.019
11	0.0045	0.0101	0.0045	0.0066	0.0063	0.006	0.009	0.004	0.019
10	0.0046	0.0109	0.0046	0.0071	0.0057	0.007	0.009	0.004	0.019
9	0.0045	0.0113	0.0045	0.0073	0.0060	0.007	0.010	0.004	0.019
8	0.0042	0.0102	0.0042	0.0062	0.0054	0.006	0.008	0.004	0.019
7	0.0044	0.0098	0.0044	0.0053	0.0040	0.006	0.008	0.003	0.019
6	0.0045	0.0091	0.0045	0.0052	0.0036	0.005	0.008	0.003	0.019
5	0.0046	0.0082	0.0046	0.0052	0.0029	0.005	0.007	0.003	0.019
4	0.0042	0.0065	0.0042	0.0046	0.0017	0.004	0.006	0.003	0.019
3	0.0040	0.0054	0.0040	0.0043	0.0016	0.004	0.005	0.002	0.019
2	0.0049	0.0050	0.0049	0.0047	0.0027	0.004	0.005	0.003	0.019
1	0.0053	0.0036	0.0037	0.0040	0.0007	0.003	0.005	0.002	0.019

Tabla No. 6.1. Distorsiones “X” a nivel de sismo de diseño en sentido positivo “Base Flexible”.

Rotaciones "X" a nivel de Sismo de Diseño Sentido Negativo "Base Flexible"									
Nivel	Φ "Ip89g03"	Φ "Ip89hsp"	Φ "nr94cnp"	Φ "nr94stc"	Φ "nr94tar"	Media UX (min)	Desv std UX +1/2(min)	Desv std UX -1/2(min)	ϕ total (cm)
Azotea	-0.0050	-0.0065	-0.0050	-0.0075	-0.0087	-0.007	-0.008	-0.005	-0.019
11	-0.0056	-0.0063	-0.0056	-0.0084	-0.0099	-0.007	-0.009	-0.005	-0.019
10	-0.0060	-0.0056	-0.0060	-0.0089	-0.0104	-0.007	-0.010	-0.005	-0.019
9	-0.0064	-0.0046	-0.0064	-0.0087	-0.0100	-0.007	-0.009	-0.005	-0.019
8	-0.0061	-0.0040	-0.0061	-0.0077	-0.0079	-0.006	-0.008	-0.005	-0.019
7	-0.0062	-0.0041	-0.0062	-0.0048	-0.0038	-0.005	-0.006	-0.004	-0.019
6	-0.0062	-0.0044	-0.0062	-0.0029	0.0003	-0.004	-0.007	-0.001	-0.019
5	-0.0060	-0.0045	-0.0060	-0.0030	-0.0002	-0.004	-0.006	-0.002	-0.019
4	-0.0052	-0.0038	-0.0052	-0.0028	-0.0008	-0.004	-0.005	-0.002	-0.019
3	-0.0048	-0.0035	-0.0048	-0.0027	-0.0013	-0.003	-0.005	-0.002	-0.019
2	-0.0057	-0.0041	-0.0057	-0.0036	-0.0026	-0.004	-0.006	-0.003	-0.019
1	-0.0059	-0.0046	-0.0114	-0.0034	-0.0012	-0.005	-0.009	-0.001	-0.019

Tabla No. 6.2. Distorsiones “X” a nivel de sismo de diseño en sentido negativo “Base Flexible”.

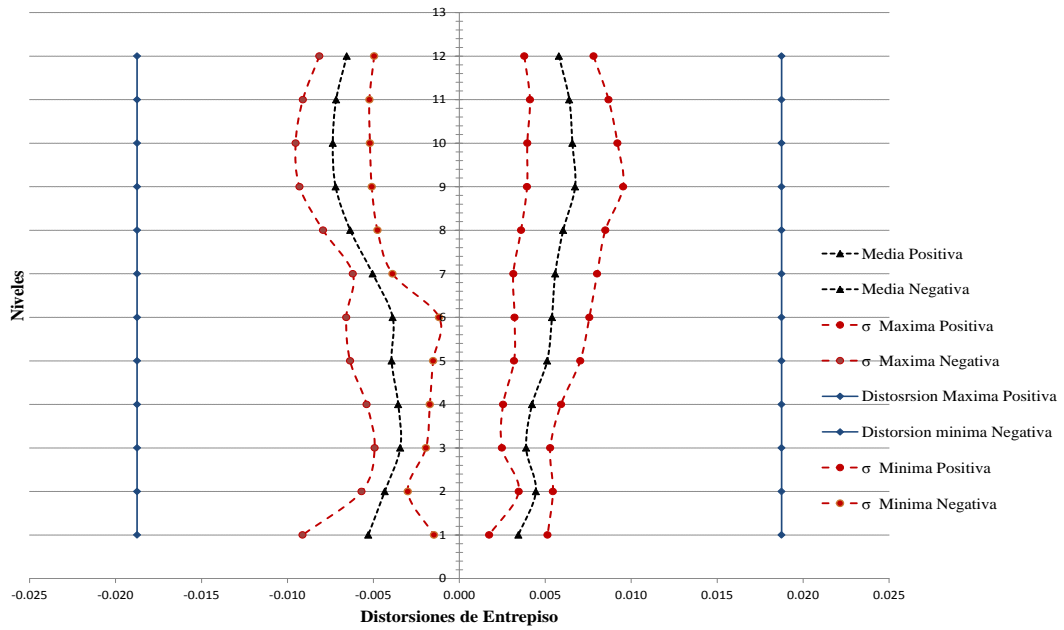


Figura No. 6.1. Perfil de distorsiones de entrepiso en dirección "X" para sismo de diseño.

6.2.2 Distorsiones de Entrepiso a Nivel de Sismo de Diseño Dirección "Y".

Rotaciones "Y" a nivel de Sismo de Diseño Sentido Positivo "Base Flexible"									
Nivel	Φ "lp89g03"	Φ "lp89hsp"	Φ "nr94cnp"	Φ "nr94stc"	Φ "nr94tar"	Media UX (max)	Dev std Ux +1/2(max)	Dev std Ux 1/2(max)	ϕ total (cm)
Azotea	0.0045	0.0074	0.0052	0.0064	0.0065	0.006	0.007	0.005	0.019
11	0.0043	0.0085	0.0058	0.0072	0.0071	0.007	0.008	0.005	0.019
10	0.0043	0.0091	0.0060	0.0074	0.0082	0.007	0.009	0.005	0.019
9	0.0043	0.0092	0.0058	0.0076	0.0081	0.007	0.009	0.005	0.019
8	0.0046	0.0080	0.0052	0.0073	0.0067	0.006	0.008	0.005	0.019
7	0.0053	0.0077	0.0053	0.0078	0.0064	0.006	0.008	0.005	0.019
6	0.0060	0.0073	0.0055	0.0080	0.0038	0.006	0.008	0.004	0.019
5	0.0061	0.0069	0.0056	0.0078	-0.0003	0.005	0.008	0.002	0.019
4	0.0051	0.0058	0.0052	0.0068	0.0008	0.005	0.007	0.002	0.019
3	0.0046	0.0051	0.0050	0.0061	0.0016	0.004	0.006	0.003	0.019
2	0.0058	0.0053	0.0063	0.0066	0.0035	0.006	0.007	0.004	0.019
1	0.0057	0.0056	0.0063	0.0067	0.0047	0.006	0.007	0.005	0.019

Tabla No. 6.3. Distorsiones "Y" a nivel de sismo de diseño en sentido positivo "Base Flexible".

Rotaciones "Y" a nivel de Sismo de Diseño Sentido Negativo "Base Flexible"									
Nivel	Φ "lp89g03"	Φ "lp89hsp"	Φ "nr94cnp"	Φ "nr94stc"	Φ "nr94tar"	Media UX (min)	Dev std Ux +1/2(min)	Dev std Ux -1/2(min)	ϕ total (cm)
Azotea	-0.0055	-0.0041	-0.0045	-0.0070	-0.0092	-0.006	-0.008	-0.004	-0.019
11	-0.0063	-0.0040	-0.0051	-0.0081	-0.0106	-0.007	-0.009	-0.004	-0.019
10	-0.0068	-0.0042	-0.0056	-0.0086	-0.0113	-0.007	-0.010	-0.005	-0.019
9	-0.0059	-0.0045	-0.0061	-0.0077	-0.0113	-0.007	-0.010	-0.004	-0.019
8	-0.0049	-0.0045	-0.0059	-0.0060	-0.0052	-0.005	-0.006	-0.005	-0.019
7	-0.0052	-0.0050	-0.0063	-0.0060	-0.0056	-0.006	-0.006	-0.005	-0.019
6	-0.0057	-0.0053	-0.0065	-0.0062	-0.0060	-0.006	-0.006	-0.005	-0.019
5	-0.0060	-0.0053	-0.0065	-0.0062	-0.0063	-0.006	-0.007	-0.006	-0.019
4	-0.0057	-0.0047	-0.0058	-0.0055	-0.0056	-0.005	-0.006	-0.005	-0.019
3	-0.0056	-0.0044	-0.0054	-0.0052	-0.0010	-0.004	-0.006	-0.002	-0.019
2	-0.0073	-0.0053	-0.0063	-0.0060	-0.0026	-0.006	-0.007	-0.004	-0.019
1	-0.0037	-0.0063	-0.0065	-0.0055	-0.0039	-0.005	-0.007	-0.004	-0.019

Tabla No. 6.4. Distorsiones "Y" a nivel de sismo de diseño en sentido negativo "Base Flexible".

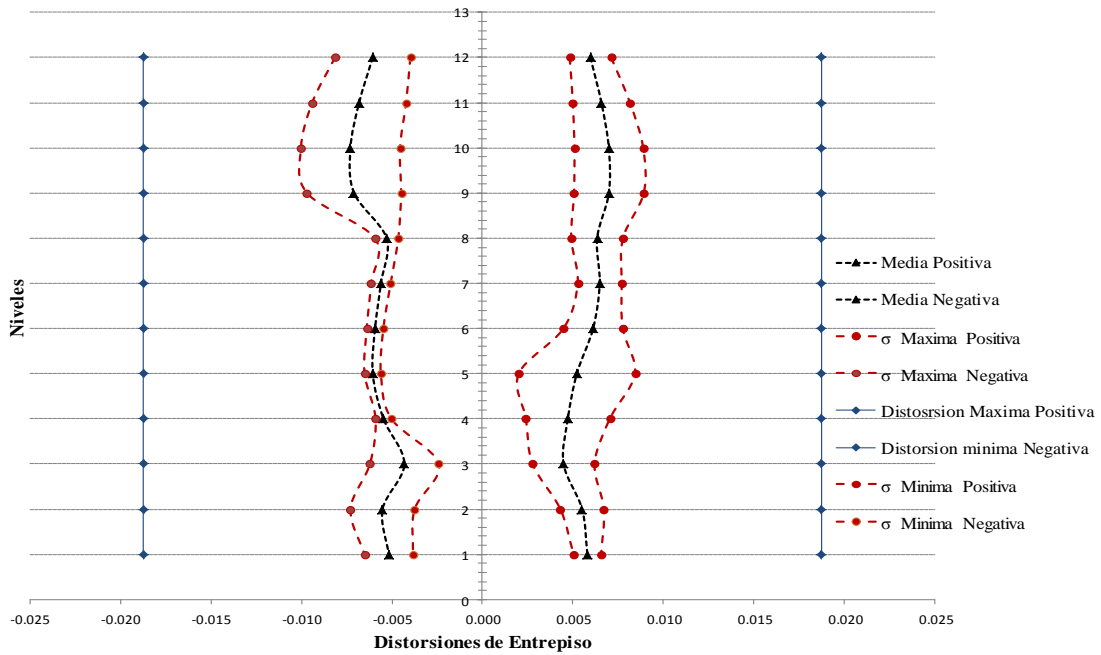


Figura No. 6.2. Perfil de distorsiones de entripiso en dirección “Y” para sismo de diseño.

En las figuras No. 6.1 y 6.2 se muestra la representación estadística del perfil de distorsiones, en las que se puede observar que las distorsiones generadas se encuentran a un 50% de la máxima permisible, funcionando la estructura de manera satisfactoria.

6.3 Distorsiones de Entripiso a Nivel de Sismo Máximo Esperado.

6.3.1 Distorsiones de Entripiso a Nivel de Sismo Máximo Esperado Dirección “X”.

Rotaciones "X" a nivel de Sismo Maximo Sentido Positivo con Base Flexible									
Nivel	Φ "lp89g03"	Φ "lp89hsp"	Φ "nr94cnp"	Φ "nr94stc"	Φ "nr94tar"	Media UX (max)	Desv std Ux +1/2(max)	Desv std Ux 1/2(max)	ϕ total (cm)
Azotea	0.0059	0.0129	0.0083	0.0088	0.0072	0.009	0.011	0.006	0.019
11	0.0063	0.0145	0.0092	0.0098	0.0074	0.009	0.013	0.006	0.019
10	0.0066	0.0157	0.0098	0.0103	0.0074	0.010	0.014	0.006	0.019
9	0.0067	0.0162	0.0102	0.0099	0.0076	0.010	0.014	0.006	0.019
8	0.0062	0.0145	0.0095	0.0077	0.0036	0.008	0.012	0.004	0.019
7	0.0064	0.0140	0.0094	0.0073	0.0027	0.008	0.012	0.004	0.019
6	0.0066	0.0131	0.0090	0.0072	0.0027	0.008	0.012	0.004	0.019
5	0.0068	0.0119	0.0083	0.0071	0.0028	0.007	0.011	0.004	0.019
4	0.0061	0.0095	0.0070	0.0062	0.0023	0.006	0.009	0.004	0.019
3	0.0058	0.0080	0.0063	0.0057	0.0025	0.006	0.008	0.004	0.019
2	0.0074	0.0075	0.0073	0.0062	0.0037	0.006	0.008	0.005	0.019
1	0.0078	0.0063	0.0074	0.0052	0.0018	0.006	0.008	0.003	0.019

Tabla No. 6.5. Distorsiones “X” a nivel de sismo máximo en sentido positivo “Base Flexible”.

Rotaciones "X" a nivel de Sismo Maximo Sentido Negativo con Base Flexible									
Nivel	Φ "lp89g03"	Φ "lp89hsp"	Φ "nr94cnp"	Φ "nr94stc"	Φ "nr94tar"	Media UX (min)	Desv std Ux +1/2(min)	Desv std Ux -1/2(min)	ϕ total (cm)
Azotea	-0.0073	-0.0098	-0.0083	-0.0102	-0.0118	-0.009	-0.011	-0.008	-0.019
11	-0.0081	-0.0108	-0.0091	-0.0115	-0.0133	-0.011	-0.013	-0.008	-0.019
10	-0.0087	-0.0098	-0.0097	-0.0112	-0.0139	-0.011	-0.013	-0.009	-0.019
9	-0.0093	-0.0076	-0.0101	-0.0098	-0.0134	-0.010	-0.012	-0.008	-0.019
8	-0.0090	-0.0056	-0.0096	-0.0034	-0.0050	-0.007	-0.009	-0.004	-0.019
7	-0.0093	-0.0053	-0.0098	-0.0030	-0.0003	-0.006	-0.010	-0.001	-0.019
6	-0.0094	-0.0055	-0.0098	-0.0031	-0.0006	-0.006	-0.010	-0.002	-0.019
5	-0.0091	-0.0056	-0.0095	-0.0035	-0.0012	-0.006	-0.009	-0.002	-0.019
4	-0.0076	-0.0050	-0.0081	-0.0034	-0.0017	-0.005	-0.008	-0.002	-0.019
3	-0.0069	-0.0047	-0.0073	-0.0034	-0.0022	-0.005	-0.007	-0.003	-0.019
2	-0.0085	-0.0058	-0.0083	-0.0046	-0.0042	-0.006	-0.008	-0.004	-0.019
1	-0.0088	-0.0063	-0.0083	-0.0038	-0.0024	-0.006	-0.009	-0.003	-0.019

Tabla No. 6.6. Distorsiones "X" a nivel de sismo máximo en sentido negativo "Base Flexible".

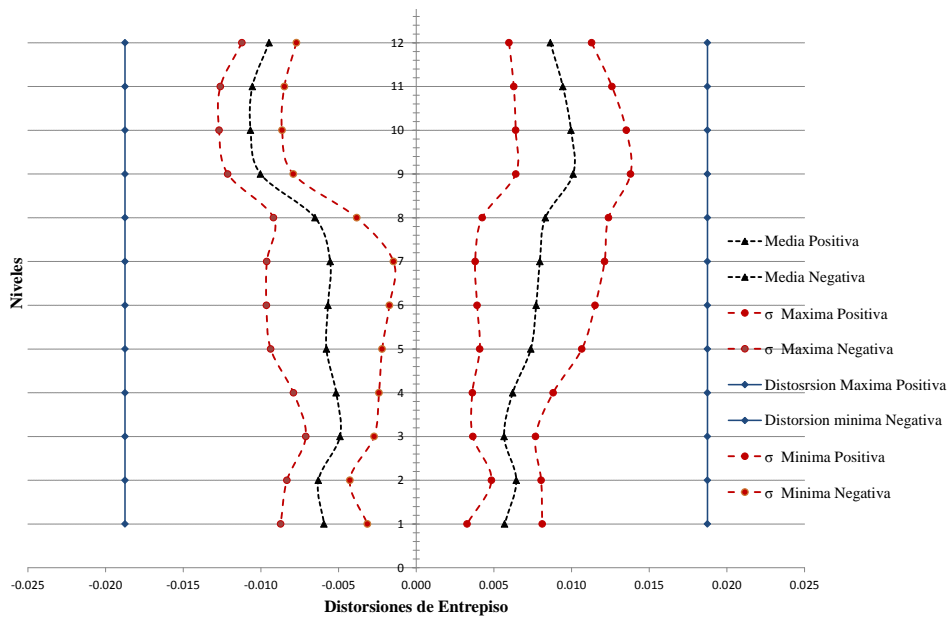


Figura No. 6.3. Perfil de distorsiones de entrepiso en dirección "X" para sismo de máximo esperado.

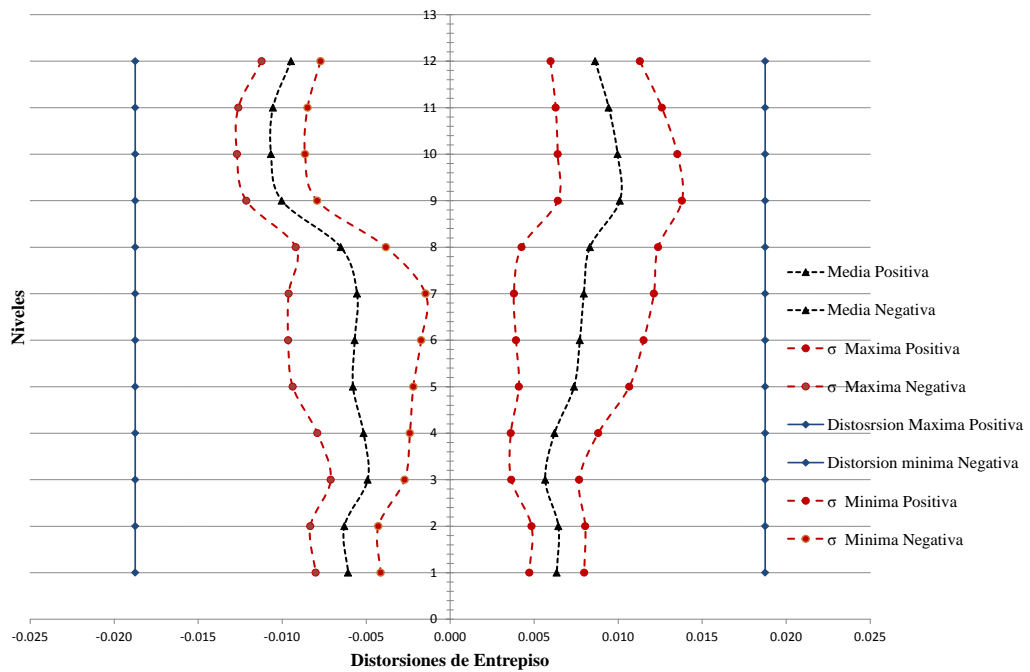
6.3.2 Distorsiones de Entrepiso a Nivel de Sismo Máxima Esperado Dirección "Y".

Rotaciones "Y" a nivel de Sismo Maximo Sentido Positivo con Base Flexible									
Nivel	Φ "lp89g03"	Φ "lp89hsp"	Φ "nr94cnp"	Φ "nr94stc"	Φ "nr94tar"	Media UX (max)	Desv std Ux +1/2(max)	Desv std Ux 1/2(max)	ϕ total (cm)
Azotea	0.0059	0.0129	0.0083	0.0088	0.0072	0.009	0.011	0.006	0.019
11	0.0063	0.0145	0.0092	0.0098	0.0074	0.009	0.013	0.006	0.019
10	0.0066	0.0157	0.0098	0.0103	0.0074	0.010	0.014	0.006	0.019
9	0.0067	0.0162	0.0102	0.0099	0.0076	0.010	0.014	0.006	0.019
8	0.0062	0.0145	0.0095	0.0077	0.0036	0.008	0.012	0.004	0.019
7	0.0064	0.0140	0.0094	0.0073	0.0027	0.008	0.012	0.004	0.019
6	0.0066	0.0131	0.0090	0.0072	0.0027	0.008	0.012	0.004	0.019
5	0.0068	0.0119	0.0083	0.0071	0.0028	0.007	0.011	0.004	0.019
4	0.0061	0.0095	0.0070	0.0062	0.0023	0.006	0.009	0.004	0.019
3	0.0058	0.0080	0.0063	0.0057	0.0025	0.006	0.008	0.004	0.019
2	0.0074	0.0075	0.0073	0.0062	0.0037	0.006	0.008	0.005	0.019
1	0.0073	0.0074	0.0074	0.0060	0.0036	0.006	0.008	0.005	0.019

Tabla No. 6.7. Distorsiones "Y" a nivel de sismo máximo en sentido positivo "Base Flexible".

Rotaciones "Y" a nivel de Sismo Maximo Sentido Negativo con Base Flexible									
Nivel	Φ "lp89g03"	Φ "lp89hsp"	Φ "nr94cnp"	Φ "nr94stc"	Φ "nr94tar"	Media UX (min)	Desv std Ux +1/2(min)	Desv std Ux -1/2(min)	ϕ total (cm)
Azotea	-0.0073	-0.0098	-0.0083	-0.0102	-0.0118	-0.009	-0.011	-0.008	-0.019
11	-0.0081	-0.0108	-0.0091	-0.0115	-0.0133	-0.011	-0.013	-0.008	-0.019
10	-0.0087	-0.0098	-0.0097	-0.0112	-0.0139	-0.011	-0.013	-0.009	-0.019
9	-0.0093	-0.0076	-0.0101	-0.0098	-0.0134	-0.010	-0.012	-0.008	-0.019
8	-0.0090	-0.0056	-0.0096	-0.0034	-0.0050	-0.007	-0.009	-0.004	-0.019
7	-0.0093	-0.0053	-0.0098	-0.0030	-0.0003	-0.006	-0.010	-0.001	-0.019
6	-0.0094	-0.0055	-0.0098	-0.0031	-0.0006	-0.006	-0.010	-0.002	-0.019
5	-0.0091	-0.0056	-0.0095	-0.0035	-0.0012	-0.006	-0.009	-0.002	-0.019
4	-0.0076	-0.0050	-0.0081	-0.0034	-0.0017	-0.005	-0.008	-0.002	-0.019
3	-0.0069	-0.0047	-0.0073	-0.0034	-0.0022	-0.005	-0.007	-0.003	-0.019
2	-0.0085	-0.0058	-0.0083	-0.0046	-0.0042	-0.006	-0.008	-0.004	-0.019
1	-0.0079	-0.0056	-0.0083	-0.0044	-0.0042	-0.006	-0.008	-0.004	-0.019

Tabla No. 6.8. Distorsiones "Y" a nivel de sismo máximo en sentido negativo "Base Flexible".



FiguraNo. 6.4. Perfil de distorsiones de entrapiso en dirección "Y" para sismo máximo esperado.

6.4 Comportamiento Mecánico del Dispositivo de Aislación Basal.

En base al análisis en la historia del tiempo se determina el comportamiento mecánico del dispositivo y se compara con los parámetros máximos permisibles según el diseño del dispositivo.

Se realizó una revisión minuciosa de cada uno de los nodos en los que se colocó el dispositivo, y se eligió para su análisis el que se encontraba con mayor desplazamiento. En la figura No. 6.4 se muestra la localización de cada uno de los dispositivos.

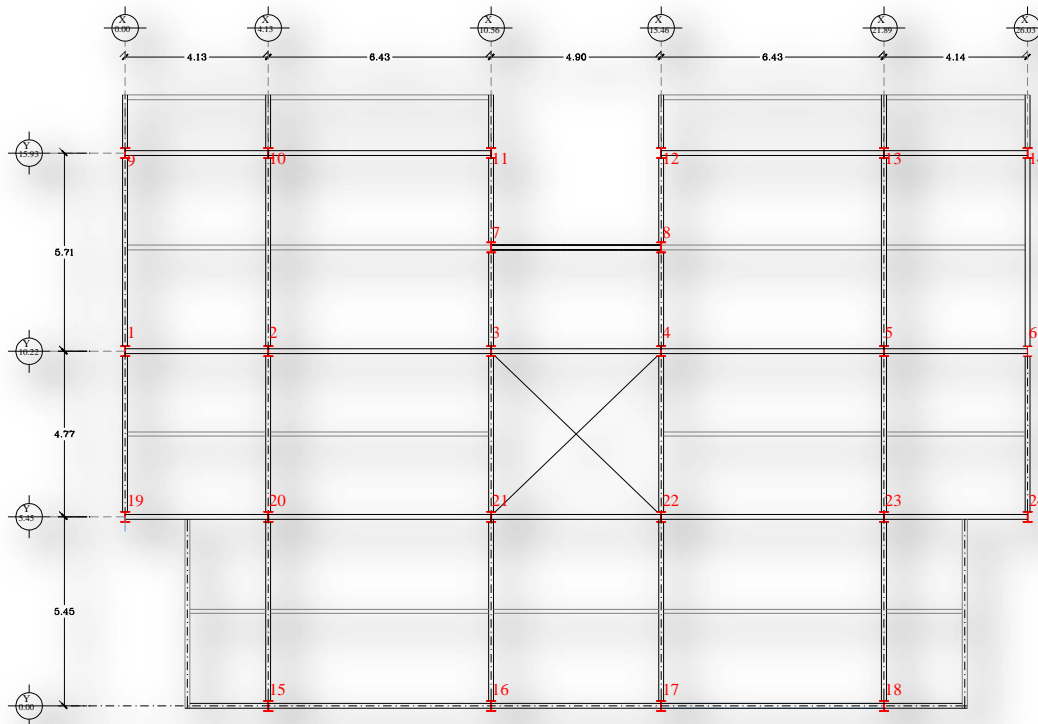
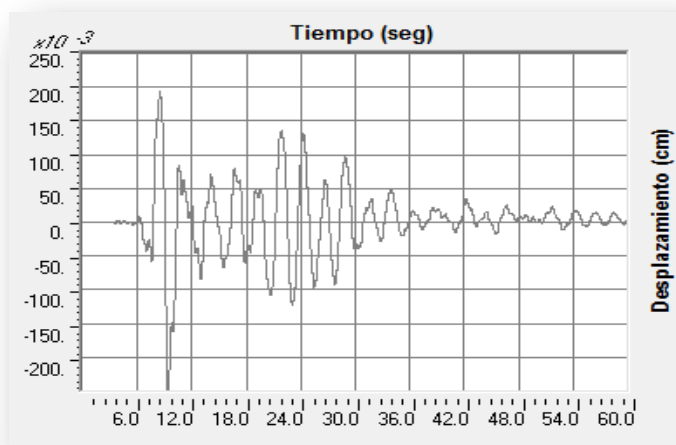


Figura No. 6.5. Planta de localización de aisladores de base.

De acuerdo al análisis, se tomó el nodo No.21, y se obtuvieron los siguientes resultados:

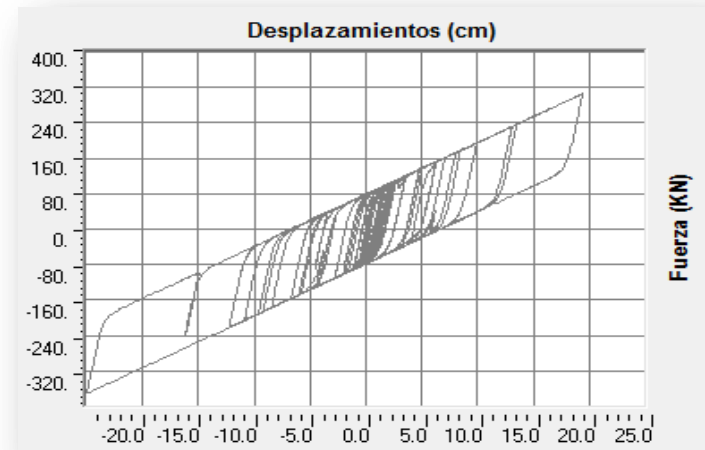


Nodo 21:

Despl. (-): 25cm.

Despl. (+): 19.4 cm.

Figura No. 6.6. Historia de desplazamientos del dispositivo colocado en el nodo 21.

**Nodo 21:**

Despl. (-): 25cm.

Despl. (+): 19.4 cm.

Fuerza (-): 370 kN.

Fuerza (+): 305 kN.

Figura No. 6.7. Gráfica fuerza-deformación, obtenida del modelo analítico para sismo de diseño en HSP.

Como se observa en la figura No. 6.6, el desplazamiento en sentido negativo del dispositivo es de **25cm**, mientras que en sentido positivo es de **19.4cm**. Comparado con el diseño del dispositivo, presentado en el capítulo 5 cuyo desplazamiento máximo permisible es de **27cm**, el dispositivo presenta un comportamiento adecuado, disipando una gran cantidad de energía.

6.5 Comparativa de Resultados

6.5.1 Comparativa de Distorsiones de Entrepiso con Base Rígida y Base Flexible.

En las figuras No. 6.7 y 6.8, se presentan los perfiles de distorsiones de entrepiso para el análisis a nivel de sismo de diseño con base rígida y con base flexible, en las que se puede apreciar, como la magnitud de las distorsiones de entrepiso en la estructura disminuyen hasta en un 60% si la estructura se considera con base aislada.

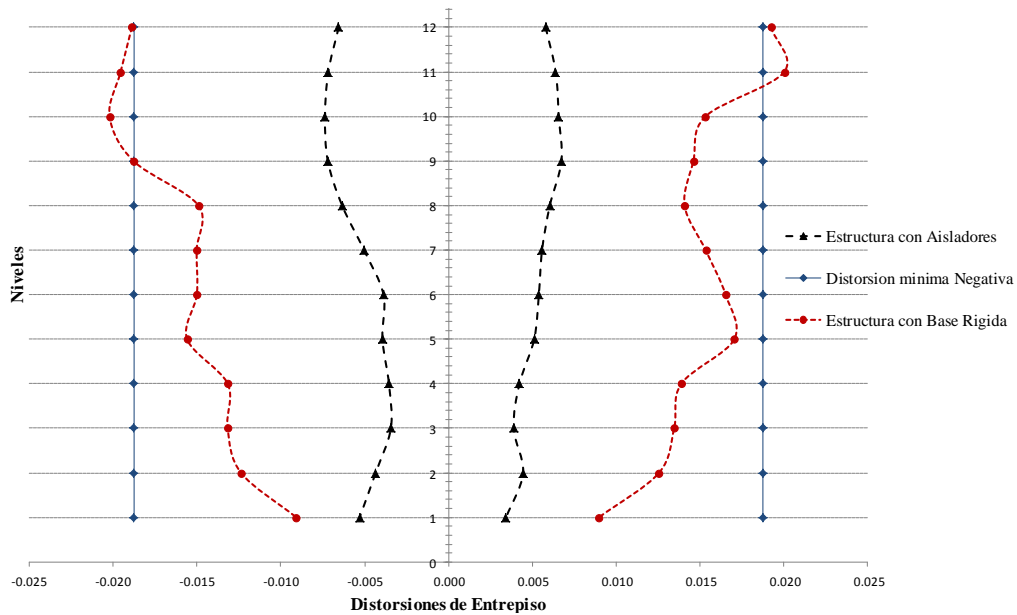


Figura No. 6.8. Perfil de distorsiones de entrepiso para base rígida y base flexible para sismo de diseño en dirección “X”.

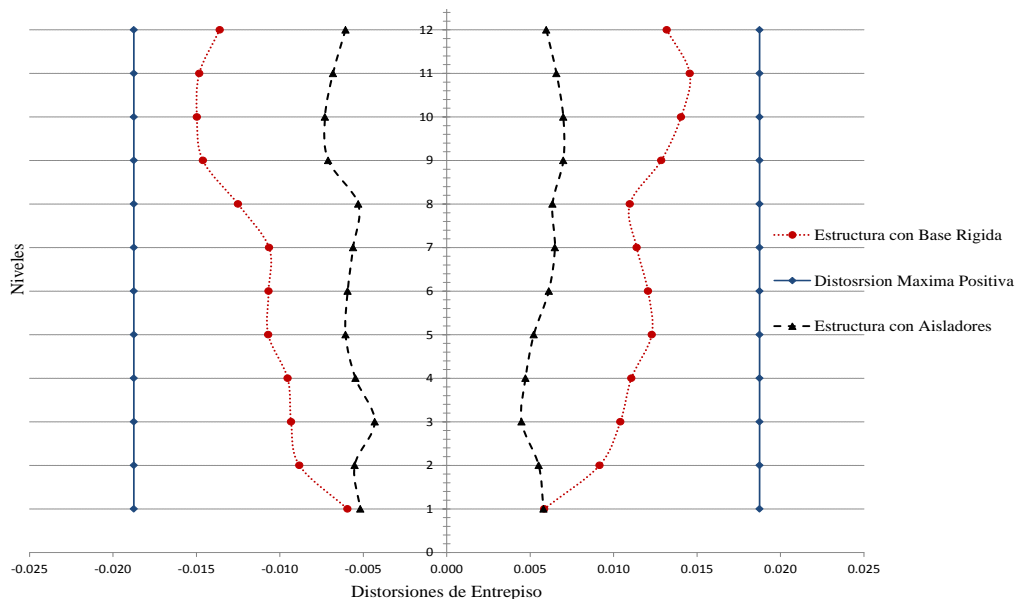


Figura No. 6.9. Perfil de distorsiones de entrepiso para base rígida y base flexible para sismo de diseño en dirección “Y”.

Así mismo se realizó el comparativo para el análisis de sismo máximo, en las figuras No. 6.9 y 6.10, se presentan los perfiles de distorsiones de entrepiso para el análisis a nivel de sismo máximo esperado con base rígida y con base flexible, en las que se puede apreciar, como la magnitud de las distorsiones de entrepiso en la estructura disminuyen hasta en un 50% si la estructura se considera con base aislada.

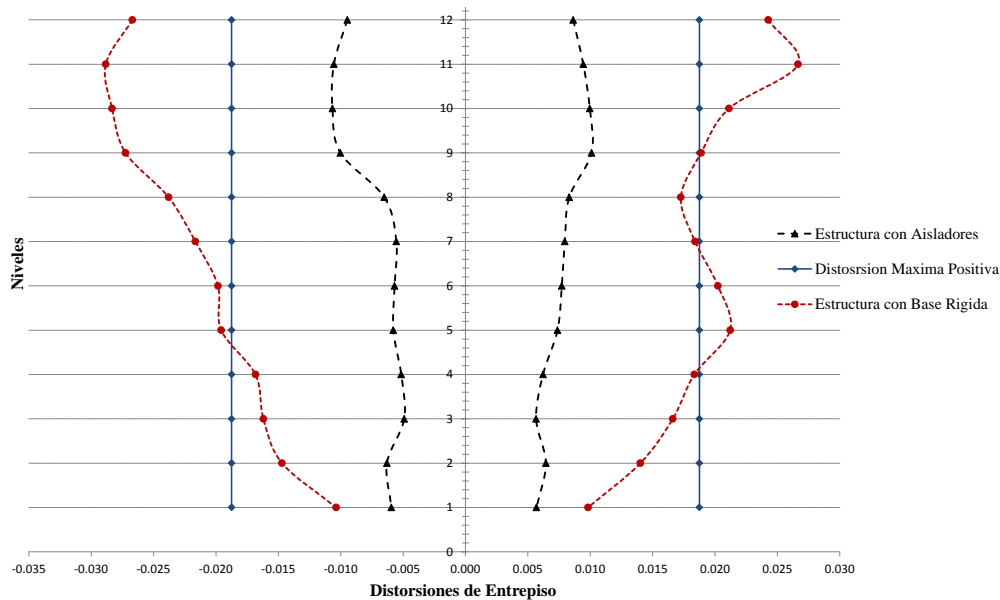


Figura 6.10. Perfil de distorsiones de entrepiso para base rígida y base flexible para sismo máximo en dirección “X”.

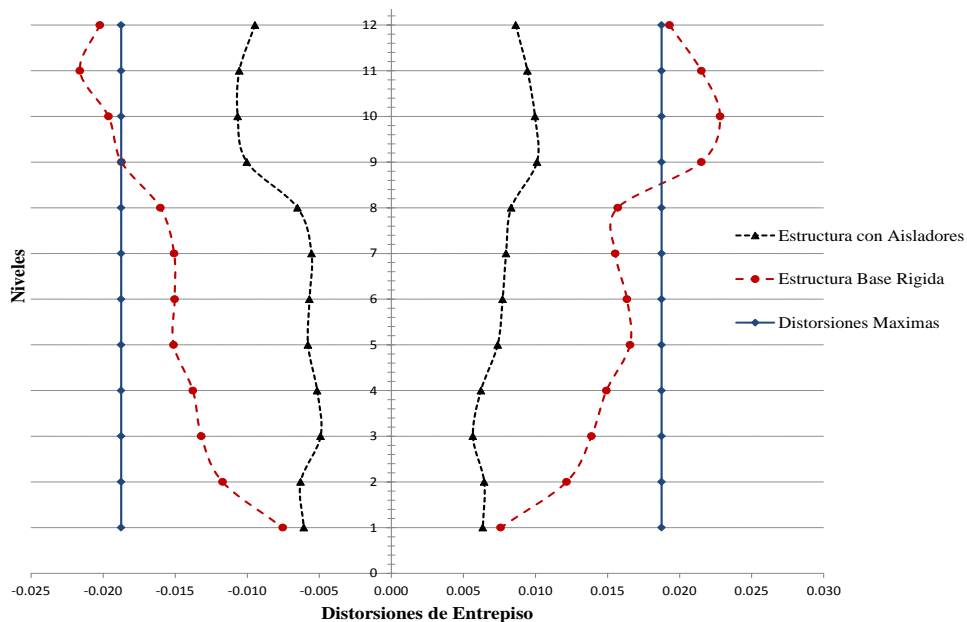


Figura 6.11. Perfil de distorsiones de entrepiso para base rígida y base flexible para sismo máximo en dirección “Y”.

De igual manera se analizaron los niveles de esfuerzos en los elementos principales, mismos que son reducidos a tal grado que no se forman articulaciones plásticas en ningún elemento de la estructura.

6.6 Comentarios, Conclusiones y Recomendaciones.

En el presente trabajo se describió el procedimiento seguido para el diseño un edificio de 12 niveles a base de acero estructural, siguiendo los procedimientos y recomendaciones establecidos en los códigos de diseño utilizados. En primera estancia se realizó un análisis y diseño convencional con el que se pudieron determinar la geometría de las secciones estructurales. Posteriormente se obtuvo la evaluación de esa estructura sometida a un análisis no lineal, considerando registros de sismos escalados a nivel de sismo de diseño y sismo máximo, tanto para la estructura considerada con base rígida, como para la estructura utilizando dispositivos de aislación basal (base flexible). En base a los resultados obtenidos por los diferentes análisis podemos concluir lo siguiente:

- En base al diseño convencional por medio de un análisis de fuerza lateral equivalente, se pudo determinar la geometría de los elementos estructurales a utilizar para conformar la estructura, la cual bajo los niveles de carga presentados en el análisis convencional, se comporta de manera segura. Los niveles de esfuerzos alcanzados por los elementos durante el análisis, se encuentran en un rango del 50% por debajo de su capacidad de carga, sin embargo debido a la flexibilidad de la estructura, fue necesario la colocación de elementos rigidizantes (contraenteo), mismos que nos ayudaron a controlar los desplazamientos relativos de entrepiso, provocados por las fuerzas sísmicas.
- El análisis no lineal en la historia del tiempo, considerando base rígida, se puede observar como las aceleraciones del suelo, provocadas por los registros sísmicos, conducen a la estructura a niveles elevados de esfuerzos de mediana magnitud en la dirección “X” y un poco más fuertes en la dirección “Y” para análisis a nivel de sismo de diseño, por otro lado los desplazamientos relativos de entrepiso, sobrepasan los límites máximos permisibles, por lo tanto es necesario, implementar dispositivos que se encarguen de absorber y disipar la energía producida por el sismo, o en su defecto aumentar la rigidez de los elementos que componen la estructura.
- El sistema de aislación propuesto, permite disminuir la demanda de deformación global del sistema, concentrándola directamente sobre el aislador, lo cual ayuda a disminuir la

demanda de esfuerzos en los elementos principales (vigas y columna), evitando que se generen articulaciones plásticas en los elementos.

- Respecto a la evaluación de la estructura tanto con base rígida, como con base flexible, podemos concluir que utilizando dispositivos de aislamiento sísmico los desplazamientos relativos de entrepiso se reducen hasta un 50%, mientras que los niveles de esfuerzo disminuyen a tal grado que no se generan articulaciones plásticas en los elementos, lo que conlleva a tener una estructura bastante segura mediante solicitaciones de carga sísmica.
- Se recomienda realizar un análisis de la estructura en la historia del tiempo utilizando el mismo dispositivo, pero sin la consideración de los elementos rigidizantes (contraveteos) y hacer una evaluación de la esta, con respecto al diseño no lineal con base rígida, con la finalidad de determinar si en realidad serian necesario la utilización de estos elementos.
- Así mismo se recomienda realizar una evaluación económica, de la utilización de los dispositivos y conocer hasta que tan conveniente económicamente seria utilizar dispositivos en vez de elementos más rígidos.

ANEXO A: ANALISIS DE CARGAS GRAVITACIONALES

De acuerdo a las especificaciones establecidas por el American Society of Civil Engineering “ASCE 7-05”, las cargas vivas de diseño son:

Cargas vivas para entrepiso y pasillo: $L = 1.92 \text{ KN/m}^2$

Cargas Vivas para azotea: $L_r = 0.96 R_1 R_2$

Donde R_1 y R_2 factores de reducción para carga viva de azotea por elemento.

1.0	Para: $A_t \leq 18.58 \text{ m}^2$
$R_1 = 1.2 - 0.01076A_t$	Para: $18.58\text{m}^2 < A_t < 55.72\text{m}^2$
0.60	Para: $A_t \geq 55.74\text{m}^2$
1.0	Para: $F \leq 4$
$R_2 = 1.2 - 0.05F$	Para: $4 < F < 12$
0.60	Para: $F \geq 12$

Donde “F” es el número de cm que sube por cada metro.

$F = 0.12 \text{ seg.}$ $S = \% \text{ de pendiente de cubierta.}$

$F = 0.24$ $S = 2.00\%$

La máxima área tributaria es de: 18.35m^2

Por lo tanto la carga viva de azotea es:

$$L_r = (0.96)(1.00)(1.00) = 0.96 \text{ KN/m}^2$$

Las cargas muertas de entrepiso son:









Losa de Concreto:		2.20 KN/m ²
Lamina:		0.08 KN/m ²
Loseta:		0.30 KN/m ²
Plafón Modular:		0.15 KN/m ²
Instalaciones:		0.25 KN/m ²
Sobrecarga		0.40 KN/m ²
Muros Interiores:		0.57 KN/m ²
Carga Total:		3.95 KN/m ²

Tabla No. A.1. Tabla de cargas muertas para entrepiso.

Las cargas muertas de azotea son:









Losa de Concreto:		2.20 KN/m ²
Lamina:		0.08 KN/m ²
Impermeabilización:		0.30 KN/m ²
Plafón Modular:		0.15 KN/m ²
Instalaciones:		0.25 KN/m ²
Sobrecarga:		0.20 KN/m ²
Reglamento:		0.20 KN/m ²
Carga Total:		3.38 KN/m ²

Tabla No. A.2. Tabla de cargas muertas para azotea.

La carga uniformemente distribuida aplicada en cada viga se determinó en base al área tributaria correspondiente a cada trabe, en la figura A.1 se representa las áreas tributarias correspondientes a cada elemento:

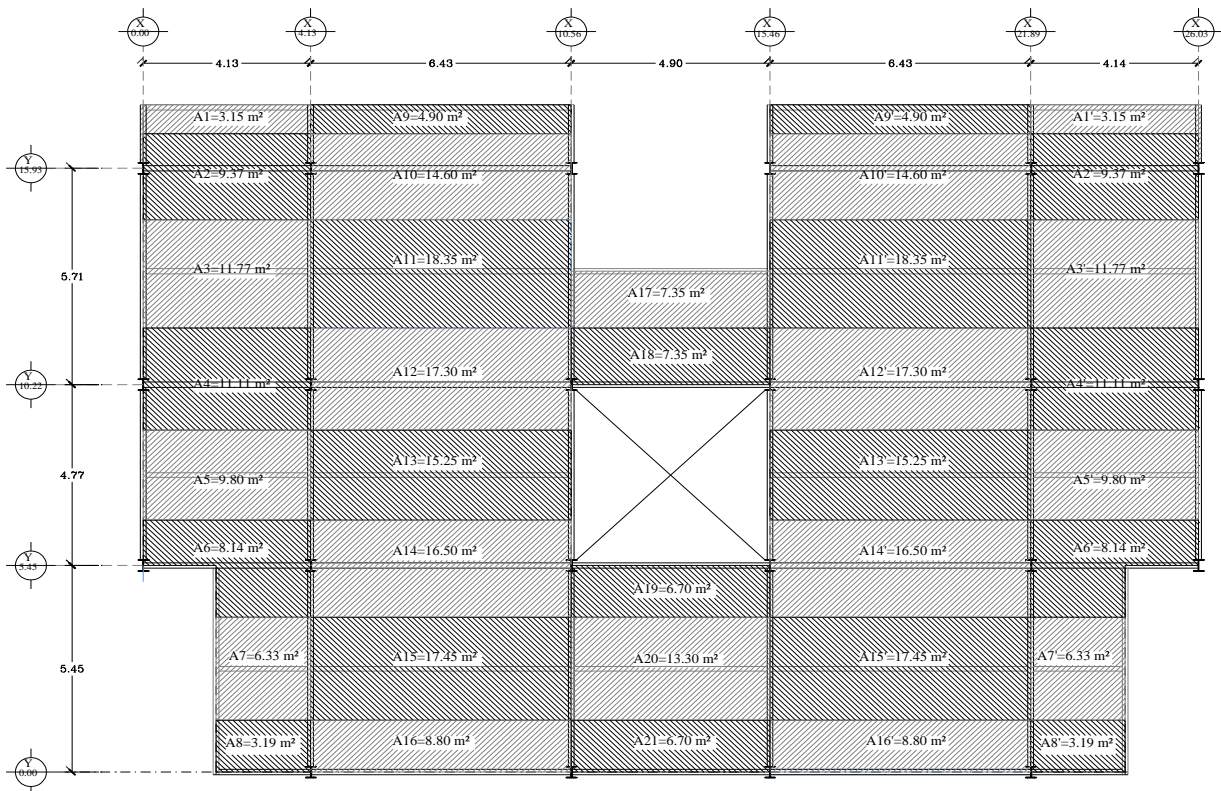


Figura No. A.1. Áreas tributarias para traveses.

Análisis de Cargas Vivas en Azotea:

Trabe	Area Tributaria	Longitud	Carga Viva Azotea	Carga del Elemento
TR-1	3.15 m ²	4.13 m	0.96 KN/m ²	0.73 KN/m
TR-2	9.37 m ²	4.13 m	0.96 KN/m ²	2.18 KN/m
TR-3	11.77 m ²	4.13 m	0.96 KN/m ²	2.74 KN/m
TR-4	11.11 m ²	4.13 m	0.96 KN/m ²	2.59 KN/m
TR-5	9.80 m ²	4.13 m	0.96 KN/m ²	2.28 KN/m
TR-6	8.15 m ²	4.13 m	0.96 KN/m ²	1.90 KN/m
TR-7	6.35 m ²	2.33 m	0.96 KN/m ²	2.62 KN/m
TR-8	3.20 m ²	2.33 m	0.96 KN/m ²	1.32 KN/m
TR-9	4.90 m ²	6.43 m	0.96 KN/m ²	0.73 KN/m
TR-10	14.60 m ²	6.43 m	0.96 KN/m ²	2.18 KN/m
TR-11	18.35 m ²	6.43 m	0.96 KN/m ²	2.74 KN/m
TR-12	17.30 m ²	6.43 m	0.96 KN/m ²	2.58 KN/m
TR-13	15.25 m ²	6.43 m	0.96 KN/m ²	2.28 KN/m
TR-14	16.50 m ²	6.43 m	0.96 KN/m ²	2.47 KN/m
TR-15	17.45 m ²	6.43 m	0.96 KN/m ²	2.61 KN/m
TR-16	8.80 m ²	6.43 m	0.96 KN/m ²	1.31 KN/m
TR-17	7.35 m ²	4.90 m	0.96 KN/m ²	1.44 KN/m
TR-18	7.35 m ²	4.90 m	0.96 KN/m ²	1.44 KN/m
TR-19	6.70 m ²	4.90 m	0.96 KN/m ²	1.31 KN/m
TR-20	13.30 m ²	4.90 m	0.96 KN/m ²	2.61 KN/m
TR-21	6.70 m ²	4.90 m	0.96 KN/m ²	1.31 KN/m

Tabla No. A.3. Tabla de distribución de cargas vivas para azotea.

Análisis de Cargas Vivas en Entrepiso:

Trabe	Area Tributaria	Longitud	Carga Viva Entrepiso	Carga del Elemento
TR-1	3.15 m ²	4.13 m	1.92 KN/m ²	1.47 KN/m
TR-2	9.37 m ²	4.13 m	1.92 KN/m ²	4.36 KN/m
TR-3	11.77 m ²	4.13 m	1.92 KN/m ²	5.48 KN/m
TR-4	11.11 m ²	4.13 m	1.92 KN/m ²	5.17 KN/m
TR-5	9.80 m ²	4.13 m	1.92 KN/m ²	4.56 KN/m
TR-6	8.15 m ²	4.13 m	1.92 KN/m ²	3.79 KN/m
TR-7	6.35 m ²	2.33 m	1.92 KN/m ²	5.23 KN/m
TR-8	3.20 m ²	2.33 m	1.92 KN/m ²	2.64 KN/m
TR-9	4.90 m ²	6.43 m	1.92 KN/m ²	1.46 KN/m
TR-10	14.60 m ²	6.43 m	1.92 KN/m ²	4.36 KN/m
TR-11	18.35 m ²	6.43 m	1.92 KN/m ²	5.48 KN/m
TR-12	17.30 m ²	6.43 m	1.92 KN/m ²	5.17 KN/m
TR-13	15.25 m ²	6.43 m	1.92 KN/m ²	4.56 KN/m
TR-14	16.50 m ²	6.43 m	1.92 KN/m ²	4.93 KN/m
TR-15	17.45 m ²	6.43 m	1.92 KN/m ²	5.21 KN/m
TR-16	8.80 m ²	6.43 m	1.92 KN/m ²	2.63 KN/m
TR-17	7.35 m ²	4.90 m	1.92 KN/m ²	2.88 KN/m
TR-18	7.35 m ²	4.90 m	1.92 KN/m ²	2.88 KN/m
TR-19	6.70 m ²	4.90 m	1.92 KN/m ²	2.63 KN/m
TR-20	13.30 m ²	4.90 m	1.92 KN/m ²	5.21 KN/m
TR-21	6.70 m ²	4.90 m	1.92 KN/m ²	2.63 KN/m

Tabla No. A.4. Tabla de distribución de cargas vivas para entrepiso.

Análisis de Cargas Muertas en Azotea:

Trabe	Area Tributaria	Longitud	Carga Muerta (A)	Carga del Elemento
TR-1	3.15 m ²	4.13 m	3.38 KN/m ²	2.58 KN/m
TR-2	9.37 m ²	4.13 m	3.38 KN/m ²	7.68 KN/m
TR-3	11.77 m ²	4.13 m	3.38 KN/m ²	9.64 KN/m
TR-4	11.11 m ²	4.13 m	3.38 KN/m ²	9.10 KN/m
TR-5	9.80 m ²	4.13 m	3.38 KN/m ²	8.03 KN/m
TR-6	8.15 m ²	4.13 m	3.38 KN/m ²	6.68 KN/m
TR-7	6.35 m ²	2.33 m	3.38 KN/m ²	9.21 KN/m
TR-8	3.20 m ²	2.33 m	3.38 KN/m ²	4.64 KN/m
TR-9	4.90 m ²	6.43 m	3.38 KN/m ²	2.58 KN/m
TR-10	14.60 m ²	6.43 m	3.38 KN/m ²	7.68 KN/m
TR-11	18.35 m ²	6.43 m	3.38 KN/m ²	9.65 KN/m
TR-12	17.30 m ²	6.43 m	3.38 KN/m ²	9.10 KN/m
TR-13	15.25 m ²	6.43 m	3.38 KN/m ²	8.02 KN/m
TR-14	16.50 m ²	6.43 m	3.38 KN/m ²	8.68 KN/m
TR-15	17.45 m ²	6.43 m	3.38 KN/m ²	9.18 KN/m
TR-16	8.80 m ²	6.43 m	3.38 KN/m ²	4.63 KN/m
TR-17	7.35 m ²	4.90 m	3.38 KN/m ²	5.07 KN/m
TR-18	7.35 m ²	4.90 m	3.38 KN/m ²	5.07 KN/m
TR-19	6.70 m ²	4.90 m	3.38 KN/m ²	4.62 KN/m
TR-20	13.30 m ²	4.90 m	3.38 KN/m ²	9.17 KN/m
TR-21	6.70 m ²	4.90 m	3.38 KN/m ²	4.62 KN/m

Tabla No. A.5. Tabla de distribución de cargas muertas para azotea.

Análisis de Cargas Muertas en Entrepiso:

Trabe	Area Tributaria	Longitud	Carga Muerta (E)	Carga del Elemento
TR-1	3.15 m ²	4.13 m	3.95 KN/m ²	3.02 KN/m
TR-2	9.37 m ²	4.13 m	3.95 KN/m ²	8.97 KN/m
TR-3	11.77 m ²	4.13 m	3.95 KN/m ²	11.27 KN/m
TR-4	11.11 m ²	4.13 m	3.95 KN/m ²	10.64 KN/m
TR-5	9.80 m ²	4.13 m	3.95 KN/m ²	9.38 KN/m
TR-6	8.15 m ²	4.13 m	3.95 KN/m ²	7.80 KN/m
TR-7	6.35 m ²	2.33 m	3.95 KN/m ²	10.77 KN/m
TR-8	3.20 m ²	2.33 m	3.95 KN/m ²	5.42 KN/m
TR-9	4.90 m ²	6.43 m	3.95 KN/m ²	3.01 KN/m
TR-10	14.60 m ²	6.43 m	3.95 KN/m ²	8.98 KN/m
TR-11	18.35 m ²	6.43 m	3.95 KN/m ²	11.28 KN/m
TR-12	17.30 m ²	6.43 m	3.95 KN/m ²	10.64 KN/m
TR-13	15.25 m ²	6.43 m	3.95 KN/m ²	9.38 KN/m
TR-14	16.50 m ²	6.43 m	3.95 KN/m ²	10.14 KN/m
TR-15	17.45 m ²	6.43 m	3.95 KN/m ²	10.73 KN/m
TR-16	8.80 m ²	6.43 m	3.95 KN/m ²	5.41 KN/m
TR-17	7.35 m ²	4.90 m	3.95 KN/m ²	5.93 KN/m
TR-18	7.35 m ²	4.90 m	3.95 KN/m ²	5.93 KN/m
TR-19	6.70 m ²	4.90 m	3.95 KN/m ²	5.40 KN/m
TR-20	13.30 m ²	4.90 m	3.95 KN/m ²	10.72 KN/m
TR-21	6.70 m ²	4.90 m	3.95 KN/m ²	5.40 KN/m

Tabla No. A.6. Tabla de distribución de cargas muertas para entrepiso.

ANEXO B: ANALISIS DE FUERZAS ESTATICAS LATERALES DE ACUERDO AL ASCE 7-05.

Para la aplicación del método de fuerzas laterales equivalentes es necesario determinar el cortante basal dado por la siguiente ecuación, y posteriormente distribuirlos en el centro de masas de cada uno de los entresijos.

$$V = C_s \cdot W \quad (\text{Eq. B.1})$$

Dónde:

V= Cortante Basal.

C_s= Coeficiente sísmico de respuesta.

W= Peso efectivo de la estructura.

Datos:

Edificación del grupo sísmico II.

Clase de suelo tipo “D” Suelo Blando.

Categoría de diseño sísmico “D”.

El peso de la estructura “W=22,586.49KN”

El coeficiente sísmico de respuesta se determina de la siguiente manera:

$$C_s = \frac{S_{Ds} \cdot I}{R} \quad (\text{Eq. B.2})$$

Dónde:

S_{Ds}=Aceleración de Respuesta para T<1.

S_{D1}= Aceleración de respuesta espectral T=1

R= Factor de Modificación de respuesta.

I= Factor de Importancia de Ocupación.

$$0.04 \cdot S_{Ds} \cdot I < \frac{S_{Ds} \cdot I}{R} < \frac{S_{D1} \cdot I}{R \cdot T}$$

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

$$S_{Ds} = \frac{2}{3} S_{Ms} \quad (\text{Eq. B.3})$$

Dónde:

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

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

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (\text{Eq. B.4})$$

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

$$S_{Ms} = F_a S_s \quad (\text{Eq. B.5})$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (\text{Eq. B.6})$$

Dónde:

S_1 = Espectro de respuesta de aceleración para máximo sismo esperado, para periodo de 1 seg. = 0.6.

S_s = Espectro de respuesta de aceleración para máximo sismo esperado, para periodo corto. = 1.50.

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

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

De las ecuaciones "Eq. B.5 y Eq. B.6" tenemos:

$$S_{Ms} = (1.00)(1.50) = 1.50 \text{ g}$$

$$S_{M1} = (1.50)(0.60) = 0.90 \text{ g}$$

De las ecuaciones "Eq. B.3 y Eq. B.4" tenemos:

$$S_{Ds} = \frac{2}{3}(1.50) = 1.00 \text{ g}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3}(0.90) = 0.60 \text{ g}$$

Se determina el periodo aproximado de la estructura:

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad (\text{Eq. B.7})$$

$$T_a = 1.47 \text{ seg.}$$

Dónde:

C_t = Parámetros de aproximación de periodo.

h_n = Altura total del edificio.

T_a = Periodo aproximado de la estructura.

De la ecuación “Eq. A.2 tenemos:

$$C_s = \frac{(1.0)(1.25)}{6.0} = 0.208$$

El coeficiente sísmico deberá cumplir con la siguiente ecuación:

$$0.04(1.0)(1.25) < \frac{(1.0)(1.25)}{6.0} < \frac{(0.60)(1.25)}{(6.0)(1.47)}$$

$$0.05 < 0.208 > 0.085$$

Debido a que el coeficiente sísmico es mayor que 0.085, se tomara $C_s = 0.085$

Una vez determinado el coeficiente, de la ecuación “Eq. B.1” tenemos:

$$V = (0.085)(22,546.49 \text{ KN}) = 1,914.32 \text{ KN}$$

La distribución vertical de la fuerza sísmica en la base se realiza de acuerdo a lo siguiente:

$$C_v = \frac{W \cdot h^k}{\sum W \cdot h^k} \quad (\text{Eq. B.8})$$

Nivel	Altura hi (m)	hik		Peso de Entrepiso W (KN)	W hik (KN.m)	Cvx	Fuerza Lateral (KN)	Cortante de Entrepiso (KN)
		K =	1.75					
Azotea	43.25	729.4		1539.88	1123214.45	0.1702	325.8105	325.8105
11	39.75	629.3		1847.11	1162336.87	0.1761	337.1587	662.9692
10	36.25	535.5		1847.11	989193.04	0.1499	286.9350	949.9042
9	32.75	448.4		1847.11	828155.35	0.1255	240.2228	1190.1270
8	29.25	367.9		1902.94	700077.84	0.1061	203.0714	1393.1984
7	25.75	294.3		1902.94	560126.62	0.0849	162.4758	1555.6741
6	22.25	227.9		1902.94	433764.08	0.0657	125.8218	1681.4960
5	18.75	168.9		1902.94	321498.00	0.0487	93.2568	1774.7528
4	15.25	117.7		1959.11	230558.96	0.0349	66.8782	1841.6310
3	11.75	74.6		1959.11	146091.87	0.0221	42.3768	1884.0078
2	8.25	40.2		1975.84	79349.96	0.0120	23.0170	1907.0248
1	4.25	12.6		1999.44	25152.93	0.0038	7.2961	1914.3209
				22586.5	6599520.0		1914.3209	

Tabla No. B.1. Tabla de distribución de fuerzas laterales en entrepiso.

ANEXO C: DETERMINACION DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO PARA ANALISIS CONVENCIONAL DE ACUERDO AL ASCE 7-05.

Los desplazamientos relativos de entrepiso son determinados en base a los desplazamientos de entrepiso que son tomados del centro de masas en el modelo.

Dónde:

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

Δ = Desplazamientos relativos de entrepiso.

Δ_{xe} = Deflexión determinada por el análisis elástico.

C_d = Factor de amplificación de la flexión.

$$\delta_{xe} = \delta_{x2} - \delta_1$$

I = Factor de Importancia.

S_x = Desplazamientos de entrepiso en centro de masas.

Los desplazamientos relativos de entrepiso se comparan con los desplazamientos permisibles.

$$\Delta a = 0.015 h_{sx}$$

Dónde:

Δa = Desplazamientos permisible.

h_{sx} = Altura de entrepiso.

Desplazamientos en dirección x-x

Nivel	δ_x (cm)	δ_{xe} (cm)	C_d	I	Δ (cm)	Δa por entrepiso (cm)	Δa total (cm)	Altura (cm)	Φ Entrepiso	Φ max perm.
12	11.907	1.019	5	1.25	4.078	5.25	64.875	4325	0.012	0.015
11	10.887	1.135	5	1.25	4.540	5.25	59.625	3975	0.013	0.015
10	9.752	1.219	5	1.25	4.876	5.25	54.375	3625	0.014	0.015
9	8.533	1.266	5	1.25	5.062	5.25	49.125	3275	0.014	0.015
8	7.268	1.168	5	1.25	4.671	5.25	43.875	2925	0.013	0.015
7	6.100	1.166	5	1.25	4.664	5.25	38.625	2575	0.013	0.015
6	4.934	1.130	5	1.25	4.520	5.25	33.375	2225	0.013	0.015
5	3.804	1.058	5	1.25	4.231	5.25	28.125	1875	0.012	0.015
4	2.746	0.855	5	1.25	3.421	5.25	22.875	1525	0.010	0.015
3	1.891	0.747	5	1.25	2.987	5.25	17.625	1175	0.009	0.015
2	1.144	0.695	5	1.25	2.779	6.00	12.375	825	0.007	0.015
1	0.450	0.450	5	1.25	1.798	6.38	6.375	425	0.004	0.015

Tabla No. C.1. Tabla de desplazamientos de entrepiso en dirección “x”.

Desplazamientos en dirección y-y

Nivel	δy (cm)	δy_c (cm)	Cd	I	Δ (cm)	Δa por entrepiso (cm)	Δa total (cm)	Altura (cm)	Φ Entrepiso	Φ max perm.
12	10.607	0.838	5	1.25	3.353	5.25	64.875	4325	0.010	0.010
11	9.769	0.968	5	1.25	3.870	5.25	59.625	3975	0.011	0.011
10	8.801	1.055	5	1.25	4.221	5.25	54.375	3625	0.012	0.012
9	7.746	1.104	5	1.25	4.417	5.25	49.125	3275	0.013	0.013
8	6.641	1.029	5	1.25	4.115	5.25	43.875	2925	0.012	0.012
7	5.613	1.042	5	1.25	4.166	5.25	38.625	2575	0.012	0.012
6	4.571	1.022	5	1.25	4.087	5.25	33.375	2225	0.012	0.012
5	3.549	0.961	5	1.25	3.844	5.25	28.125	1875	0.011	0.011
4	2.588	0.805	5	1.25	3.222	5.25	22.875	1525	0.009	0.009
3	1.783	0.709	5	1.25	2.838	5.25	17.625	1175	0.008	0.008
2	1.073	0.666	5	1.25	2.664	6.00	12.375	825	0.007	0.007
1	0.407	0.407	5	1.25	1.630	6.38	6.375	425	0.004	0.004

Tabla No. C.2. Tabla de desplazamientos de entrepiso en dirección “y”.

Grafica de Desplazamientos en sentido x-x

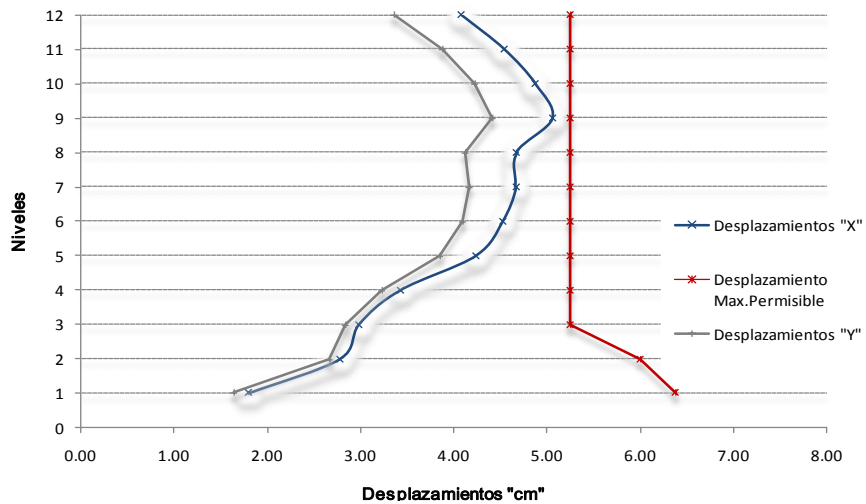


Figura No. C.1. Grafica de desplazamientos de entrepiso en dirección “x”.

Grafica de Desplazamientos en sentido x-x

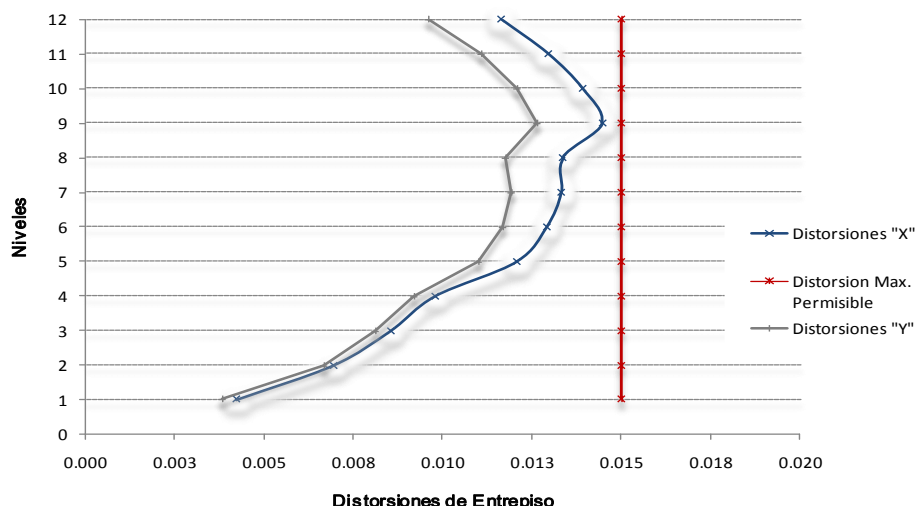


Figura No. C.2. Grafica de desplazamientos de entrepiso en dirección “y”.

ANEXO D: DETERMINACION DE EFECTOS P-DELTA PARA ANALISIS CONVENCIONAL DE ACUERDO AL ASCE 7-05.

De acuerdo a lo establecido por el ASCE 7-05, los efectos P-Delta pueden ser despreciados si el coeficiente ϕ , determinado con la siguiente formula es menor a 0.10.

Dónde:

Δ = Desplazamientos relativos de entrepiso.

P_x = Fuerza vertical de diseño.

C_d = Factor de amplificación de la flexión.

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

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

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

Cargas Vivas: Cargas Muertas:

$C.L_r = 0.96 \text{ KN/m}^2$

$C.M_A = 3.38 \text{ KN/m}^2$

$C.L = 1.92 \text{ KN/m}^2$

$C.M_E = 3.95 \text{ KN/m}^2$

Del análisis gravitacional tenemos que las cargas son las siguientes:

Para Azotea: Para Entrepiso:

Carga Viva: 405.00 KN

Carga Viva: 810.01 KN

Carga Muerta: 1,425.95 KN

Carga Muerta: 1,666.43KN

Se consideran las siguientes combinaciones:

$C1 = 1.4 \text{ C.M}$

$C2 = 1.2 \text{ C.M} + 1.6 \text{ C.V}$

Nivel	Superficie	C1	C2	P_x	Δ (cm)	V_x	h_{sx}	C_d	ϕ
Azotea	421.88	1996.34	1913.65	1996.34	4.078	325.81	350	5	0.0143
II	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	4.540	662.97	350	5	0.0137
10	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	4.876	949.90	350	5	0.0103
9	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	5.062	1190.13	350	5	0.0085
8	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	4.671	1393.20	350	5	0.0067
7	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	4.664	1555.67	350	5	0.0060
6	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	4.520	1681.42	350	5	0.0054
5	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	4.231	1774.75	350	5	0.0048
4	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	3.421	1841.63	350	5	0.0037
3	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	2.987	1884.01	350	5	0.0032
2	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	2.779	1907.02	400	5	0.0025
1	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	1.798	1914.32	425	5	0.0015

Tabla No. D.1. Coeficientes ϕ en dirección “x”.

Nivel	Superficie	C1	C2	P_x	Δ (cm)	V_x	h_{sx}	C_d	ϕ
Azotea	421.88	567.01	1913.65	1913.65	3.353	325.81	350	5	0.0113
11	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	3.870	662.97	350	5	0.0117
10	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	4.221	949.90	350	5	0.0089
9	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	4.417	1190.13	350	5	0.0074
8	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	4.115	1393.20	350	5	0.0059
7	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	4.166	1555.67	350	5	0.0054
6	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	4.087	1681.42	350	5	0.0049
5	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	3.844	1774.75	350	5	0.0043
4	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	3.222	1841.63	350	5	0.0035
3	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	2.838	1884.01	350	5	0.0030
2	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	2.664	1907.02	400	5	0.0024
1	421.88	2333.00	3498.23	3498.23	1.630	1914.32	425	5	0.0014

Tabla No. D.2. Coeficientes ϕ en dirección “y”.

Debido a que los coeficientes en ninguna de las 2 direcciones sobrepasan el “0.1”, no es necesario tomar en cuenta los efectos P-Delta.

ANEXO E: DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DE LOS AISLADORES DE CAUCHO Y NUCLEO DE PLOMO DE ACUERDO AL ASCE 7-05.

El primer paso consiste en determinar el desplazamiento de diseño proponiendo un periodo del sistema con aisladores de 2.0s y un amortiguamiento de 15%. El desplazamiento se determina de la siguiente manera:

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

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

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

Dónde:

T_D = Periodo del sistema con aisladores = 2.0seg.

S_{D1} = Coeficientes espectrales = 0.60.

β = Amortiguamiento = 15%.

B_D = Factor de reducción de rigidez.

Rigidez Horizontal del Dispositivo:

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

$$K_H = \left(\frac{1,486.88 \text{ KN}}{9.81 \text{ m/s}^2}\right) \left(\frac{2\pi}{2\text{s}}\right)^2$$

$$K_H = 1,495.91 \text{ KN/m}$$

Dónde:

K_H = Rigidez Horizontal.

S_{D1} = Coeficientes espectrales = 0.60.

β = Amortiguamiento = 15%.

B_D = Factor de reducción de rigidez.

Energía Total Disipada por Ciclo:

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

$$W_D = 2\pi \cdot (1,495.91 \text{ KN/m}) (0.22 \text{ m})^2 (0.15) = 65.75 \text{ KN} - \text{m}$$

Parámetros “Q” y “K_r” para núcleo de plomo:

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

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

Dónde:

K_p = Rigidez horizontal.

Q = Fuerza característica.

D_y = Desplazamiento de fluencia.

K_1 = Rigidez elástica.

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

Despreciando en un principio el desplazamiento de fluencia “Dy” obtenemos un valor aproximado de “Q”.

$$Q = \frac{W_D}{4D} = \frac{65.76 \text{ KN/m}}{(4)(0.22 \text{ m})} = 76.12 \text{ KN}$$

$$K_p = K_{eff} - \frac{Q}{D} = 1,495 \text{ KN/m} - \frac{76.12 \text{ KN}}{0.22 \text{ m}}$$

$$K_p = 1,143.45 \text{ KN/m}$$

Posteriormente se recalcula en valor de “Q” tenemos:

$$D_y = \frac{76.12 \text{ KN}}{11,434.45 \text{ KN/m} - 1,143.45 \text{ KN/m}} = 0.007 \text{ m}$$

$$Q = \frac{W_D}{4D} = \frac{65.76 \text{ KN/m}}{(4)(0.22 \text{ m} - 0.007 \text{ m})} = 78.82 \text{ KN}$$

Calculo del Área Total de Plomo para Aislador:

$$A_{pbn} = \frac{Q}{\sigma_y}$$

Dónde:

K_p = Rigidez horizontal.

Q = Fuerza característica.

D_y = Desplazamiento de fluencia.

K_1 = Rigidez elástica.

$$A_{pbn} = \frac{78.82 \text{ KN}}{10,000 \text{ KPa}}$$

$$A_{pbn} = 0.008 \text{ m}^2$$

Se propone el diámetro de aislador tenemos:

$$d_a = 0.80 \text{ m}$$

Dónde:

d_a = Diámetro del aislador.

$$d_n = 0.12 \text{ m}$$

d_n = Diámetro de núcleo.

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

$$A_{pbn} = \frac{\pi(0.12)^2}{4} = 0.011 \text{ m}^2 > 0.008 \text{ m}^2 \text{ O.K.}$$

Rigidez del Caucho:

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

$$K_p = 1,495.91 \text{ KN} - \frac{78.82 \text{ KN}}{0.22 \text{ m}} = 1,130.94 \text{ KN}$$

Área del soporte:

$$A_{\text{soporte}} = \frac{t_r K_p}{G}$$

$$A_{\text{soporte}} = \frac{(0.30 \text{ m})(1,130.94 \text{ KN})}{700 \text{ kpa}} = 0.48 \text{ m}^2$$

Dónde:

G = 700 kpa.

#capas = 25.

Tc= 0.012 m

Dado que se había supuesto un diámetro de 80cm con un área de 0.50m² se considera que el espesor del caucho es correcto.

Rigidez del Soporte:

$$K_p = \frac{A G}{t_r}$$

$$K_p = \frac{(0.50 \text{ m}^2)(700 \text{ kpa})}{0.30 \text{ m}} = 1,172.86 \text{ KN/N}$$

Recalculando la rigidez efectiva, tenemos:

$$K_{eff} = 1,1172.86 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + \frac{78.82 \text{ KN}}{0.22 \text{ m}} = 1,537.83 \text{ KN/m}$$

La energía disipada:

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

$$W_D = 4(78.82 \text{ KN/m})(0.22 \text{ m} - 0.007) = 65.76 \text{ KN}$$

Se recalcula el amortiguamiento de la siguiente manera:

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

$$\beta = \frac{65.76 \text{ KN/m}}{2\pi (1,537.83 \text{ KN/m})(0.22\text{m})^2} = 14.6\%$$

Desplazamiento Total:

$$D_T = 0.22 \text{ m} (1.0 + 0.24) = 0.27 \text{ m}$$

Se realiza el mismo procedimiento para diseño a nivel de sismo máximo esperado, tomando en cuenta los parámetros a este nivel.

Datos Finales de Diseño					
Sismo de Diseño			Sismo Maximo Esperado		
D_{TD} (m)	K_{eff} (N/m)	T_D (s)	D_{TM} (m)	K_{eff} (N/m)	T_M (s)
0.27	1537.83	2	0.5	1406.44	2.5

REFERENCIAS

ASCE Standard 7-05, (2006), “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, American Society of Civil Engineers, Reston, V.A.

Avilés S. Raúl M., (2001), “Dispositivos para el Control de Vibraciones”, Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil en Obras Civiles, Universidad Austral de Chile, pp.251.

Bazán Enrique, Meli Roberto, (2004), “Diseño Sísmico de Edificios”, Limusa, pp.320.

Comisión Federal de Electricidad, (2009), “Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por sismo”.

D.M. Moreno, L.E. Yamin, J.C. Reyes, (2002), “Estudio de Aisladores Sísmicos Tipo Péndulo de Fricción en Modelos a Escala Reducida”, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia, pp. 13.

Díaz G. Fco. Damián, (2009), “Efecto de Interacción Dinámica-Suelo Estructura en el Análisis Sísmico de un Edificio en Ensenada”, Tesis de Maestría de la Facultad de Ingeniería Ensenada, Universidad autónoma de Baja California, México, pp. 111.

Farzad Naeim, Ph.D., James M. Kelly, Ph.D., (1999), “Design of Seismic Isolated Structures”, Jhon Wiley & Sons, Inc., New York, pp. 289.

Federal Emergency Management Agency (2000), “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building” FEMA publication 356.

González H. Raúl, (2001), “Modelación Estructural y Comparación Económica de Edificios con Aislamiento Sísmico en la Base”, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia, pp. 8.

Hurtado, José C., Suárez Vinicio A., (2007), “Implementación del Diseño Directo Basado en Desplazamientos para Puentes con Sistemas de Aislamiento Sísmico”, XIX Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural, Riobamba, Ecuador”, pp.25.

International Building Code 2006, (2006), International Code Council, Inc, Country Club Hills, IL.

Pyle Stephen, Habibullah Ashraf, (1998), “Practical Nonlinear Static Pushover Analysis” Structure Magazine, 1198.

Presichi G. Donobhan (2007), “Aplicación del Modelo Estático y Dinámico modal para el Diseño Sísmico de Edificios con Disipadores de Energía”, Tesis para Obtener el Grado de Maestría de la Universidad Nacional Autónoma de México, pp. 92.

Sánchez V. Ricardo, (2007), “Análisis y Diseño no Lineal de Edificio de 3 Niveles con Estructura de Concreto para 12 Aulas”, Tesis de Maestría de la Facultad de Ingeniería Ensenada, Universidad autónoma de Baja California, México, pp. 124.