



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERIA CIVIL - ESTRUCTURAS

**CONTROL DE DEMANDAS SISMICAS EN SISTEMAS PREFABRICADOS DE CONCRETO
REFORZADO CON AISLAMIENTO SÍSMICO**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
FRANCISCO GÓMEZ FLORES

TUTOR
AMADOR TERÁN GILMORE, UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA

MÉXICO, D. F. FEBRERO 2014

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M. I. MENDOZA ESCOBEDO CARLOS JAVIER

Secretario: M. I. RODRÍGUEZ VEGA MIGUEL ÁNGEL

Vocal: DR. TERÁN GILMORE AMADOR

1 er. Suplente: DR. GARCÍA PÉREZ JAIME

2 d o. Suplente: DR. DÍAZ LÓPEZ ORLANDO JAVIER

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: CIUDAD UNIVERSITARIA, D.F.

TUTOR DE TESIS:

DR. AMADOR TERÁN GILMORE

FIRMA

*A mi amada esposa Diana
A mí amado Paquito*

A mis queridos hermanos mayores: Crisóforo, Rodrigo, Héctor, Eusebio por ser sumamente entusiastas y emprendedores y demostrarme que si uno está dispuesto a pagar el precio todo es posible

A mis padres Eusebio e Isabel, que siempre han sido un excelente ejemplo de perseverancia y bondad

A mis maestros: Amador Terán, Miguel Torres, Mario Rodríguez...por mencionar solo algunos. Pilares del conocimiento adquirido en esta etapa de estudios.

CONTENIDO

Resumen.....	10
Capítulo 1.....	12
1. Introducción.....	12
1.1 Daño por sismo.....	12
1.2 Contenidos.....	17
1.3 Sistema de aislamiento.....	22
1.3.1 Teoría lineal para sistemas aislados de base.....	24
1.4 Diseño basado en control de aceleraciones.....	28
1.5 Contribución de esta tesis.....	29
2. Metodología basada en aceleración.....	33
2.1 Diseño global.....	33
2.3 Diseño local.....	37
Capítulo 3.....	52
3. Edificio de 5 niveles.....	52
3.1 Versión sobre base fija.....	52
3.1.1 Descripción del proyecto.....	52
3.1.2 Diseño global de la estructura.....	54
3.1.3 Diseño de elementos de concreto en estructura con base fija.....	59
3.2 Versión aislada.....	73
3.2.1 Diseño global.....	73
3.2.2 Diseño Local.....	76
3.2.3 Diseño de elementos de concreto en estructura con base aislada.....	91
3.3 Comparativa de versiones.....	99
Capítulo 4.....	105
4. Desempeño sísmico.....	105
4.1 Análisis dinámico modal espectral.....	105
4.2 Análisis dinámico tiempo-historia.....	110
Capítulo 5.....	115
5. Conclusiones.....	115
Referencias.....	118

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Daños estimados por el sismo en Oaxaca 1999 (CENAPRED 2001).	16
Tabla 1.2 Contenidos según su forma (Zuñiga 2012).	20
Tabla 2.1 Parámetros para la obtención de R_n para edificios de cuatro niveles con γ de 8 (Zuñiga y Terán, 2012)	35
Tabla 2.2 Principales características del caucho para determinación de G_{din} a bajos niveles de deformación a cortante FIP industriale (Italia).....	45
Tabla 3.1 Cargas permanentes y variables actuantes en el edificio prototipo.....	54
Tabla 3.2 Bajada de cargas para análisis sísmico	55
Tabla 3.3 Periodos, desplazamientos modales y sumatoria de pesos modales obtenidos del análisis dinámico con el programa ETABS.....	55
Tabla 3.4 Distorsiones de piso calculadas para las fuerzas reducidas	58
Tabla 3.5 Distorsiones de piso corregidas por el factor μ	58
Tabla 3.6 Fuerzas inerciales en pisos NTCDS, 2004.....	61
Tabla 3.7 Resumen de refuerzo en firme para edificio con base fija.....	63
Tabla 3.8 Resumen de diseño de llave de cortante entre losas alveolares	65
Tabla 3.9 Resumen de cantidades de los principales materiales utilizados en el diseño del prototipo con base fija	72
Tabla 3.10 Cargas de diseño para aisladores de caucho de alto amortiguamiento..	77
Tabla 3.11 Cálculo de rigidez torsional.....	82
Tabla 3.12 Principales características del caucho para determinación de G_{din} a bajos niveles de deformación a cortante FIP industriale (Italia).	84
Tabla 3.13 Resumen de propiedades del sistema de aislamiento diseñado	90
Tabla 3.14 Resumen de cantidades de los principales materiales utilizados en el diseño del prototipo con base aislada	99
Tabla 4.1 Modo 1 en estructura con base aislada.....	106
Tabla 4.2 Modo 2 en estructura con base aislada.....	106
Tabla 4.3 Modo 3 en estructura con base aislada.....	106
Tabla 4.4 Registros de aceleración para la ciudad de Oaxaca obtenidos de la base mexicana de sismos fuertes.....	111

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Relación carga deformación para un sistema de un grado de libertad ...	14
Figura 1.2 Inversiones típicas en edificios (Taghavi y Miranda 2003)	17
Figura 1.3 Deslizamiento y volteo debidos a fuerzas inerciales.....	18
Figura 1.4 Falla inercial en mobiliario Emergencias (FEMA-E74 2013)	19
Figura 1.5 Falla inercial en contenidos de una farmacia (FEMA-E74 2013)	19
Figura 1.6 Deformación excesiva del marco estructural, caída de muro divisorio ..	20
Figura 1.7 Contenidos compactos (CC) a) superficies rugosas; b) superficies lisas (Zuñiga 2012)	21
Figura 1.8 Cambio de periodo y valor de ordenada espectral para un edificio de baja altura.....	23
Figura 1.9 Aislador elastomérico sin refuerzo vertical Skopje Yugosl (Kelly, 1999)	23
Figura 1.10 Modelo de dos grados de libertad para representar un sistema de aislamiento básico (Kelly, 1990)	24
Figura 1.11 Formas modales de un sistema aislado de dos grados de libertad (Kelly, 1990).....	27
Figura 1.12 Colapso de sistema de piso prefabricado sismo de Northrige 1994	30
Figura 1.13 Daño en el borde de un tablero prefabricado Northridge 1994.....	31
Figura 1.14 Representación de un sistemas de marcos estructurales resistentes a momento de concreto reforzado prefabricado (López et al. 2004)	32
Figura 2.1 Obtención de T_b por medio del espectro de pseudo-aceleración	36
Figura 2.2 Obtención de D_b por medio del espectro de pseudodesplazaminetos. ..	37
Figura 2.3 Lazos de histéresis típicos para un aislador elastómero (FIP industriale Italia)	37
Figura 2.4 Diagrama de flujo para el diseño global mediante el control de aceleraciones para un sistema aislado de base (Zuñiga, 2012)	38
Figura 2.5 Dimensiones básicas del caucho para un aislador elastómero de sección circular.....	41
Figura 2.6 Esquema de parámetros en cálculo de torsión estática	43
Figura 2.7 Variación del módulo de cortante dinámico G_{din} efectivo en función de la deformación a cortante FIP industriale (Italia).....	45

Figura 2.8 Dimensiones y elementos de un aislador elastomérico laminado (Planta)	48
Figura 2.9 Dimensiones y elementos de un aislador elastomérico laminado (Planta)	48
Figura 2.10 Mecanismo de falla por pandeo en un aislador de caucho (Kelly, 1999)	49
Figura 2.11 Mecanismo de rodamiento para un aislador elastomérico.	50
Figura 3.1 Planta arquitectónica del prototipo	53
Figura 3.2 Elevación del prototipo	53
Figura 3.3 Espectros de diseño MOC 2008 elástico a) e inelástico b) y c) para la ciudad de Oaxaca.	56
Figura 3.4 Cortantes resultantes del análisis dinámico modal espectral ETABS	58
Figura 3.5 Momentos de flexión t-m, sismo en dirección x	59
Figura 3.6 Fuerzas cortantes t, sismo en dirección x	60
Figura 3.7 MEF Distribución de fuerzas de piso en firme con el programa ETABS.	62
Figura 3.8 MEF distribución de fuerzas internas en la dirección de la fuerza en t/m.	63
Figura 3.9 MEF distribución de fuerzas internas cortantes en el plano del firme en t/m.	64
Figura 3.10 Sección de losa alveolar extruida	65
Figura 3.11 Armado tipo en las columnas de prototipo base fija	66
Figura 3.12 Detalle de elevación en armado tipo de columnas prototipo base fija	67
Figura 3.13 Detalle de refuerzo en sistema de piso prefabricado del prototipo base fija	68
Figura 3.14 Estructura de marcos prefabricados, cortesía de Technoo Sustentable en Oaxaca S.A. de C.V.	68
Figura 3.15 Detalle en planta y elevación de conexión viga columna húmeda	69
Figura 3.16 Armado de trabes rigidizantes y portantes laterales en el prototipo base fija	70
Figura 3.17 Armado de trabe portante central para prototipo base fija	71

Figura 3.18 Espectro de diseño de seudo aceleraciones para la ciudad de Oaxaca MOC 2008	74
Figura 3.19 Periodo fundamental de la estructura con base fija en la dirección del análisis.....	75
Figura 3.20 Espectro de diseño de desplazamientos para la ciudad de Oaxaca MOC 2008	76
Figura 3.21 Magnitud de las cargas axiales que bajan a cada columna de la planta baja	76
Figura 3.22 Dimensiones en planta del prototipo analizado	81
Figura 3.23 Localización de aisladores en planta para cálculo de la rigidez torsional en planta	82
Figura 3.24 Desplazamientos aumentados por efecto de torsión accidental.....	83
Figura 3.25 Variación del módulo de cortante dinámico G_{din} efectivo en función de la deformación a cortante FIP industriale (Italia).....	84
Figura 3.26 Dimensiones del aislador de caucho de alto amortiguamiento diseñado	91
Figura 3.27 Momentos de flexión en t-m, debidos al sismo en dirección x para marco estructural aislado de base.....	92
Figura 3.28 Fuerzas cortantes en t, debidas al sismo en dirección x	92
Figura 3.29 Fuerzas axiales en las diagonales del sistema rigidizante en t, $P_{mín}=24.7t$	93
Figura 3.30 Planta de cimentación	93
Figura 3.31 Detalle de cimentación y sección de columnas en sótano	94
Figura 3.32 Armado de columnas prototipo aislado	95
Figura 3.33 Detalle en elevación de armado de columnas en el prototipo base aislada.....	96
Figura 3.34 Armado de trabes prototipo base aislada.....	97
Figura 3.35 Armado de trabes prototipo base aislada.....	98
Figura 3.36 Comparativa de acero de refuerzo.....	100
Figura 3.37 Comparativa en cantidad de concreto	100
Figura 3.38 Comparativa de peso en estructuras	101
Figura 3.39 Comparativa en porcentaje para materiales y peso	101

Figura 3.40 Costos del sistema de aislamiento diseñado	102
Figura 3.41 Costos directos para el sistema estructural sismo resistente del edificio con base aislada.....	103
Figura 3.42 Porcentaje de participación de las principales partidas en ambas estructuras.....	103
Figura 3.43 Comparativa de costos directo total de ambas estructuras	104
Figura 4.1 Formas modales para el edificio con base aislada.....	107
Figura 4.2 Espectros de Seudoaceleración de diseño y respuesta para la estructura con aislamiento sísmico	108
Figura 4.3 Aceleraciones del diafragma, obtenidas del análisis dinámico modal espectral para el edificio con base aislada	108
Figura 4.4 Desplazamientos, obtenidos del análisis dinámico modal espectral para el edificio con base aislada	109
Figura 4.5 Distorsiones, obtenidas del análisis dinámico modal espectral para el edificio con base aislada.....	110
Figura 4.6 Espectros de respuesta para la ciudad de Oaxaca.....	111
Figura 4.7 Registro de aceleración sintético obtenido del programa PRODISIS MOC 2008	112
Figura 4.8 Comparativa de espectros de diseño MOC 2008 y sintético PRODISIS	112
Figura 4.9 Comparativa registros de aceleración para la estructura con base aislada	113
Figura 4.10 Espectros de diseño y piso para estructura aislada.....	113
Figura 4.11 Espectro de respuesta en el nivel de azotea para el edificio aislado.....	114

Resumen

Este trabajo de tesis, describe de manera general los conceptos para entender la adopción de sistemas de aislamiento sísmico para proteger estructuras del tipo edificio, fabricadas con concreto reforzado precolado así como sus contenidos. Se expone de manera práctica una propuesta de diseño sismo resistente mediante el control de las aceleraciones que se pueden experimentar en una estructura del tipo edificio debido a eventos sísmicos. El control de aceleraciones de entrepiso se realiza utilizando un sistema de disipación de energía basado en aisladores elastómeros con caucho de alto amortiguamiento. El edificio diseñado como ejemplo se localiza en la Ciudad de Oaxaca de Juárez, al sureste de la república mexicana. Se describe también la metodología de diseño de los aisladores de caucho. Además se analizan las implicaciones económicas que resultan de un diseño sismorresistente convencional y uno utilizando un sistema de aislamiento sísmico. Por último, este trabajo intenta ampliar la bibliografía existente en México relacionada con el diseño de estructuras aisladas sísmicamente y ayudar al desarrollo e implementación de este tipo de tecnologías en los proyectos de infraestructura que se desarrollaran en la república Mexicana y de manera particular en el sureste del país.

Summary

This thesis work describes in a general way, the basic concepts to understand adopting seismic isolation systems to protect building structures which are made of precast concrete and their contents. It is expose a practical way to control the accelerations that can be experienced in a seismic event. The accelerations control is achieved by using an energy dissipation system such as the one base on high damping rubber isolators. The building designed as an example, is one located in the city of Oaxaca de Juarez in southeast of México. Moreover, the economic implications of using base isolation versus a traditional building designed in a seismic resistant way. Finally, this work is an effort for increasing the Mexican bibliography related with the design of seismic isolated structures and to help in the development and implementation of this kind of technology in future projects that will be developed in future years in Mexico and specially in the southeast of the country.

Capítulo 1

1. Introducción

Este capítulo aporta información que ayuda a entender la necesidad de usar en México tecnologías como la de aislamiento de base (Zúñiga y Terán, 2012), que en décadas recientes han sido desarrolladas y utilizadas de forma práctica en otros países (Hamaguchi et al. 2004). Las experiencias en estos países han demostrado la eficacia del aislamiento de base para proteger la seguridad de los ocupantes del medio construido, y los recursos materiales invertidos en él.

Se discuten las implicaciones de aceptar daño por sismo en las estructuras, y se comenta el comportamiento de sus contenidos. Así mismo se describe el concepto de aislamiento sísmico y su potencial para prevenir daño en los sistemas estructurales y sus contenidos.

1.1 Daño por sismo

El daño por sismo puede entenderse a partir del deterioro que sufren los elementos estructurales y no estructurales (vigas, columnas, muros, losas, fachadas) así como los contenidos. En el caso del sistema estructural, un daño severo puede poner en riesgo la integridad física de los ocupantes y en algunos casos, puede resultar en el colapso del edificio. El daño estructural suele estar fuertemente relacionado con la demanda de deformación lateral en el sistema estructural, y se vuelve evidente cuando el estado físico del elemento estructural sufre cambios tales como desprendimiento del recubrimiento, pandeo local o global, agrietamiento y deformación residual.

El nivel de daño que puede presentarse en una edificación depende de varios factores, entre los que se encuentran: configuración estructural, calidad de los materia-

les, detallado de conexiones y elementos estructurales, redundancia del sistema estructural, y la naturaleza de las fuerzas actuantes.

Los elementos que constituyen una edificación pueden clasificarse como:

- *Componentes estructurales.* Elementos que componen los sistemas resistentes a cargas gravitacionales y laterales.
- *Componentes no estructurales.* Normalmente se utilizan para dividir los espacios internos (muros, cancelas, plafones, etc.) y para aportar belleza al edificio.
- *Instalaciones.* Sistemas necesarios para el suministro de servicios.
- *Contenidos.* Componentes que hacen posible el uso cotidiano de los espacios internos, tales como decoración, mobiliario, equipos, etc.

A partir de la década de los 70 del siglo XX, la filosofía predominante de diseño estructural se ha basado en aportar suficiente resistencia última a los elementos estructurales, lo que implica que estos deben admitir deformaciones más allá del límite de comportamiento elástico. Para hacer esto posible, se desarrolló el concepto de ductilidad como una forma de cuantificar el nivel esperado de comportamiento no lineal. Es importante resaltar que dentro de este contexto, las estructuras deben ser provistas no solo de resistencia suficiente, sino de una capacidad de deformación adecuada que les permita comportarse de forma dúctil.

El que un sistema estructural desarrolle comportamiento no lineal como parte de su estrategia de supervivencia ante sismos severos implica la aparición de daño estructural severo, y muy probablemente daño en su sistema no estructural y contenidos. La figura 1.1 muestra el comportamiento inelástico de un sistema de un grado de libertad. Se observa que es posible dar a la estructura una resistencia elevada (estructura 1) que prevenga daño al sistema estructural, o aportar una resistencia menor que resulte en un menor costo de construcción a cambio de aceptar daño estructural de importancia en caso de que el sistema estructural sufra la misma deformación durante la acción de diseño (estructuras 2 y 3) que la estructura 1 (Bazán y Meli, 2011).

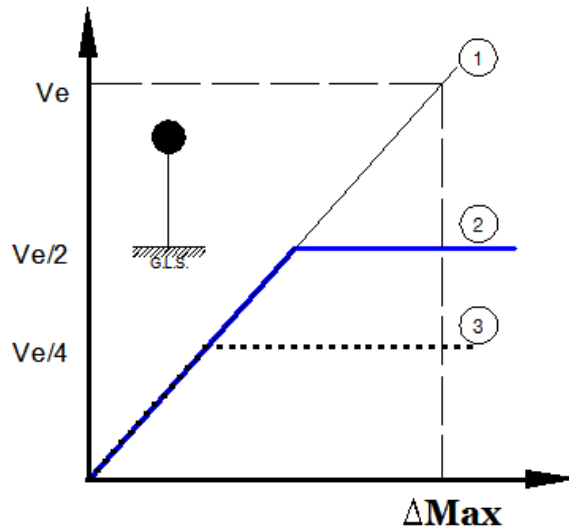


Figura 1.1 Relación carga deformación para un sistema de un grado de libertad

Aun en el caso de estructuras que por su importancia sea necesario proteger al sistema estructural de daño excesivo, las experiencias de campo recientes ilustran con claridad la dificultad de proteger a los sistemas no estructurales y particularmente a los contenidos.

México es uno de los países del mundo con mayor actividad sísmica. Según datos estadísticos, se registran más de 90 sismos por año con magnitud superior a cuatro grados en la escala de Richter. Los estados con mayor riesgo, donde existe el potencial para que ocurran sismos con magnitud superior a los 7 grados en escala Richter, son (CENAPRED 2001): Jalisco, Baja California, Colima, Michoacán, Guerrero, Oaxaca, Puebla y el Distrito Federal. Tan solo para ilustrar el potencial sísmico de nuestro país, se enlistan a continuación los sismos de mayor intensidad y que causaron más daño durante el siglo XX:

- En 1912 (19 de noviembre) ocurrió un sismo de grado 7 en la escala de Richter que afectó al Estado de México con intensos deslizamientos de tierras y causó la muerte de 202 personas.
- En 1920 (4 de enero), otro sismo de grado 6.5 afectó a los estados de Puebla y Veracruz, y provocó derrumbes en las laderas de montañas y 430 muertes.

- En 1932 (3 de junio) el sismo de mayor intensidad en el siglo (grado 8.4) afectó a los estados de Jalisco y Colima, y ocasionó un total de 300 muertes y 400 heridos.
- En 1941 (15 de abril) otro de 7.9 grados de intensidad afectó a los estados de Michoacán y Jalisco. Destruyó la Catedral de Colima y dejó 90 muertos y 300 heridos.
- En 1957 (28 de julio) el sismo de 7.7 grados, afectó el estado de Guerrero, produjo tsunamis en Acapulco y Salina Cruz, y dejó 28 muertos y numerosos edificios y casas derrumbados.
- En 1964 (6 de julio) el sismo fue de 7.2 grados y afectó los estados de Guerrero y Michoacán, lo que resultó en 40 muertes y cuantiosas pérdidas materiales.
- En 1973 (28 de agosto) otro de grado 7.3 afectó los estados de Oaxaca y Veracruz, ocasionó 527 muertos y más de 4 mil heridos, y pérdidas millonarias derivadas del derrumbe de casas y edificios.
- En 1985 (19 y 20 de septiembre) el primer evento fue un terremoto de 8.1 grados y el segundo de 7.3 grados. Tan sólo el primero provocó la mayor devastación urbana del siglo en el país, lo que incluyó 6,000 muertos y un desastre natural con implicaciones a nivel nacional.
- En 1999 ocurrieron dos sismos que causaron importantes pérdidas materiales y 50 decesos en Puebla y Oaxaca.

Un ejemplo del daño que los sismos pueden ocasionar en la estructuras lo aporta el evento del 30 de Septiembre de 1999. En un estado como Oaxaca, el bajo nivel de desarrollo exagera el impacto del evento sísmico en la economía regional. El costo monetario total de los daños ocasionados por el fenómeno, incluyendo costos directos y algunos de los más importantes costos indirectos, alcanzaron los 1,423 millo-

nes de pesos, cifra que representa el dos por ciento del producto interno bruto (PIB) del estado. Si antes de ocurrido el desastre las autoridades estatales esperaban un crecimiento económico de la entidad para 1999 similar al que registraría el producto bruto nacional (3.5 por ciento, aproximadamente), los daños provocados por este sismo sumados a los que ocasionó el del 15 de junio (219 millones de pesos) cancelaron tres cuartas partes del aumento esperado del PIB (CENAPRED 2001).

Tabla 1.1 Daños estimados por el sismo en Oaxaca 1999 en millones de pesos (CENAPRED 2001).

Sector	Daños Directos	Daños Indirectos	Total	%
Comunicaciones y transportes	620.6	6.8	627.4	44
Vivienda	525.4	2.2	527.6	37
Escuelas	173.5	-	173.5	12
Iglesias y edificios públicos	57.6	-	57.6	4
Salud	25.1	4.6	29.7	2.5
Redes de agua potable	4.9	-	4.9	0.3
Energía eléctrica	3.2	-	3.2	0.2
Total general	1410.3	13.6	1423.9	100

Con base en lo discutido en esta sección, es necesario entender la importancia de los avances tecnológicos que se han tenido en las últimas décadas en lo que se refiere a dispositivos para el control de la respuesta sísmica. Debido al fenómeno de la globalización, el acceso a los avances tecnológicos se ha facilitado considerablemente por lo que en México es necesario aprovechar estos desarrollos para utilizar de una manera óptima los recursos que se destinan para la construcción de edificios públicos y privados.

1.2 Contenidos

Los contenidos pueden definirse como aquellos componentes que se encuentran dentro de la estructura e interactúan con ella sin ser parte del sistema estructural. En ocasiones, estos contenidos pueden llegar a representar un costo mayor que el del sistema estructural, y su daño puede acarrear sobrecostos por la interrupción en el servicio que prestan las edificaciones que las albergan. Como ejemplos podemos mencionar el caso de: hospitales, plantas nucleares, etc. La figura 1.2 muestra como los contenidos y componentes no estructurales pueden llegar a representar hasta el 85% del costo de un edificio, mientras que el sistema estructural se acerca apenas al 15%.

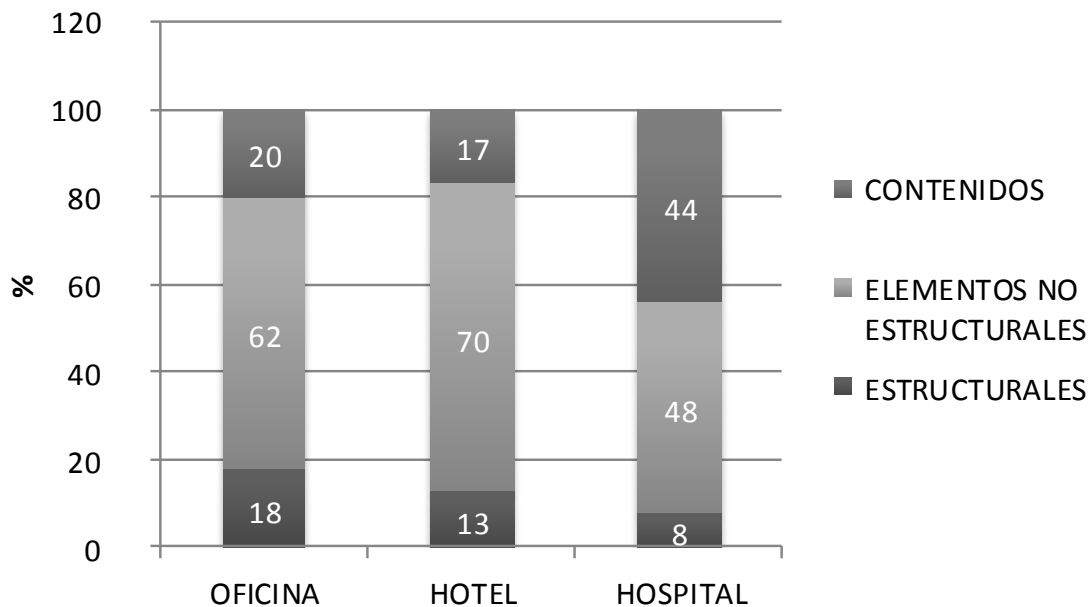


Figura 1.2 Inversiones típicas en edificios (Taghavi y Miranda 2003)

El estudio del comportamiento de contenidos ante los sismos ha cobrado relevancia en los últimos años. Para ello, la Agencia Federal para la Gestión de Emergencias (FEMA-E74 2011) de los Estados Unidos de Norteamérica (EUA) clasifica los contenidos de los edificios de acuerdo a la forma de falla esperada en ellos:

- *Inerciales*. Cuerpos esbeltos y/o de base ancha que tienden, respectivamente, a voltearse o deslizarse sobre la superficie que los soporta. Las figuras 1.3

a 1.5 muestran de manera esquemática y real las fallas típicas que sufren objetos que caen dentro de esta categoría, como es el caso de equipos, mobiliario, anaqueles, etc.

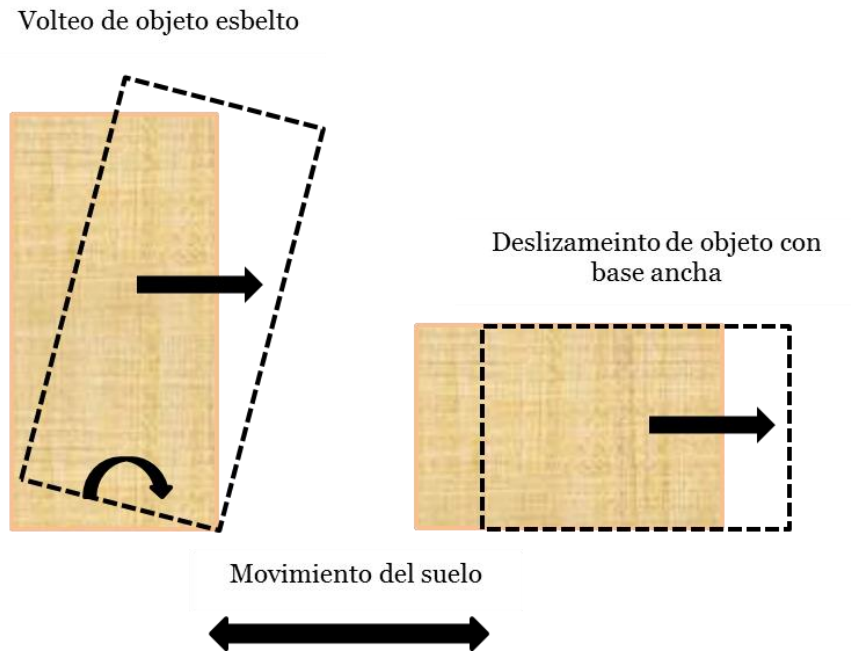


Figura 1.3 Deslizamiento y volteo debidos a fuerzas inerciales

- *Susceptibles a la deformación.* Suelen dañarse cuando el sistema estructural sufre deformaciones excesivas. En esta categoría caen elementos como fachadas, muros divisorios, plafones, e instalaciones de los diferentes servicios. La figura 1.6 ilustra el daño que sufren este tipo de contenidos.



Figura 1.4 Falla inercial en mobiliario Emergencias (FEMA-E74 2013)



Figura 1.5 Falla inercial en contenidos de una farmacia (FEMA-E74 2013)



Figura 1.6 Deformación excesiva del marco estructural, caída de muro divisorio

Los contenidos más vulnerables a fallas inerciales son de particular interés, pues dentro de esta categoría caen el mobiliario y los equipos, y llegan a representar un alto porcentaje del costo del edificio. Estos contenidos pueden clasificarse a su vez de forma general conforme a lo resumido en la Tabla 1.2.

Tabla 1.2 Contenidos según su forma (Zuñiga 2012).

Clasificación	Descripción
Rígidos (CC)	Equipos y elementos compactos
Altos (CA)	Equipos y mobiliario esbelto rígido con relación $H/B > 4$
Intermedios (CI)	Equipos y mobiliario esbelto rígido con relación $H/B \sim 3$
Bajos (CB)	Equipos y mobiliario esbelto rígido con relación $H/B < 2$

H y B representan la altura y la base perpendicular a la excitación sísmica, respectivamente

Existen modelos físicos para estimar la respuesta dinámica de contenidos rígidos (CC) y esbeltos. Zuñiga (2012) discute algunos de los más representativos, tales como los propuestos por Chaudhuri y Hutchinson (2005) para CC; y Chik-Sing et al. (1980), Makris y Roussos (1998), Zhang y Makris (2001) para los esbeltos. Los

autores mencionados involucran para los CC los coeficientes de fricción estática y dinámica a fin de determinar mediante curvas de fragilidad la probabilidad de que sufran daños bajo determinadas demandas de aceleración. Los contenidos esbeltos tienden a fallar por volteo y su modo de falla está condicionado esencialmente por su frecuencia de oscilación.

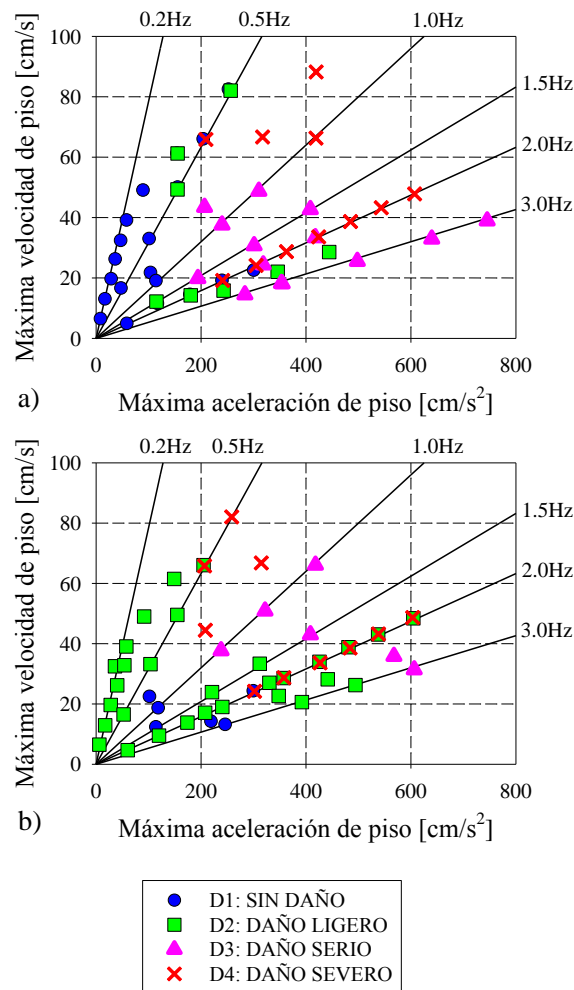


Figura 1.7 Contenidos compactos (CC) a) superficies rugosas; b) superficies lisas (Zuñiga 2012)

Las figuras 1.7 a) y b) resumen resultados obtenidos en pruebas experimentales durante las cuales se observaron distintos niveles de desempeño para los contenidos (que van desde sin daño hasta daño severo). Puede verse que las frecuencias de excitación que más afectan a los CC oscilan entre los 1.5 y 3 Hz, lo que equivale a

periodos entre 0.3 y 0.7 segundos (Zuñiga 2013). Además, Zúñiga establece a partir de la figura 1.7, que un umbral de aceleración del orden de 200 cm/s^2 identifica la condición en que un contenido con periodo bajo exhibe un buen desempeño (no sufre daño). Finalmente, Zúñiga concluye que es complicado asegurar que los contenidos esbeltos no sufrirán volteo dentro de este umbral de aceleración, por lo que recomienda que estos se anclen al sistema estructural.

1.3 Sistema de aislamiento

El concepto de aislamiento sísmico en un edificio implica desacoplar la respuesta dinámica del terreno de aquella de la súper-estructura. Esto con la finalidad de evitar que el sistema resistente a carga gravitacional de la súper-estructura amplifique el movimiento del terreno, lo cual puede traer consigo la aparición de fuerzas internas considerables en los elementos estructurales y consecuentemente, de daño.

La figura 1.8 muestra esquemáticamente y mediante un espectro de diseño, el efecto benéfico, en términos de la demanda de fuerzas, de utilizar aislamiento de base en una estructura cuyo periodo se encuentra en la zona de periodos cortos. Note que un incremento importante en el periodo de oscilar del edificio resulta en una ordenada espectral más baja y por lo tanto las fuerzas de diseño para estimar la resistencia de los elementos como columnas y vigas resultan ser menores.

El aislamiento sísmico puede lograrse mediante la introducción de alguno de los muchos dispositivos que han sido desarrollados hasta el momento. En general, existen dos categorías principales de aisladores: elastoméricos y de fricción.

Los aisladores elastoméricos están constituidos por capas de caucho natural y láminas de acero. Este sistema desacopla el movimiento del terreno de aquel de la súper-estructura debido a su baja rigidez lateral. Esto resulta en un incremento importante en el periodo fundamental del edificio. Se tiene registro de que en la década de los 70 del siglo XX se aisló con elastómeros un edificio ubicado en Yugoslavia. La principal desventaja que mostró el sistema fue su baja rigidez vertical, lo que significó que la estructura vibrará excesivamente durante vibraciones de servicio (producto del tráfico o de sismos de baja intensidad).

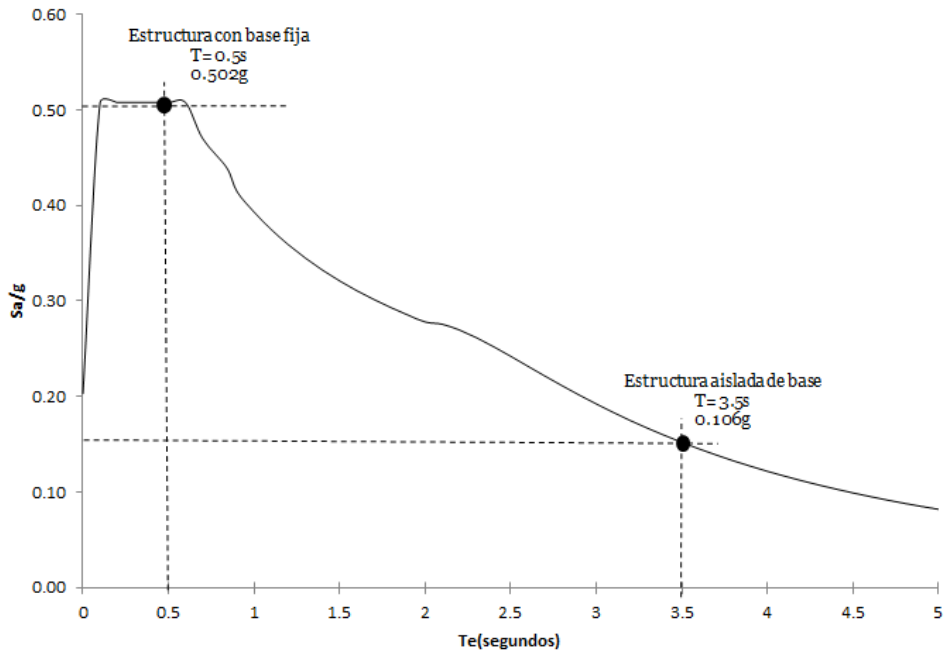


Figura 1.8 Cambio de periodo y valor de ordenada espectral para un edificio de baja altura.

Los avances en el desarrollo de cauchos con mejores propiedades estructurales, y la introducción de placas de acero entre capas de caucho, resultaron rápidamente en sistemas de aislamiento mejorados.



Figura 1.9 Aislador elastomérico sin refuerzo vertical Skopje Yugosl (Kelly, 1999)

El segundo tipo de aislador mencionado está constituido por deslizadores. Este sistema desarrolla bajos niveles de fricción entre la súper-estructura y la cimentación, lo que limita la transferencia del cortante a través de la interfaz de aislamiento. Mientras más bajo el coeficiente de fricción, menor la magnitud del cortante que se transmite. Para realizar un análisis estructural adecuado, es necesario recurrir a análisis dinámicos no lineales debido a la naturaleza no lineal de las fuerzas de fricción. Además debe considerarse que para que la estructura permanezca funcional ante los efectos del viento y sismos de baja intensidad, es necesario que el sistema tenga un coeficiente de fricción suficiente para no deslizarse, lo que en ocasiones se contrapone con la necesidad de controlar las fuerzas de fricción durante sismos de alta intensidad. Finalmente, un sistema de aislamiento de fricción suele tener problemas de auto-centrado.

1.3.1 Teoría lineal para sistemas aislados de base.

El comportamiento de un sistema representativo de un edificio aislado de base puede entenderse a partir de un modelo de 2 grados de libertad cuyas características de rigidez se modelan mediante resortes lineales (figura 1.10).

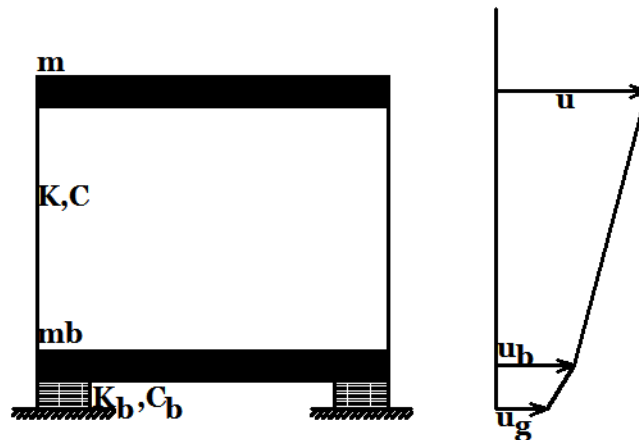


Figura 1.10 Modelo de dos grados de libertad para representar un sistema de aislamiento básico (Kelly, 1990)

En la figura, K , C y m denotan, respectivamente, la rigidez lateral, amortiguamiento y masa de la súper-estructura; y K_b , C_b y m_b , los valores de las mismas propiedades pero ahora para el sistema de aislamiento.

Las ecuaciones de movimiento del sistema de 2 grados de libertad son (Kelly 1990):

$$m\ddot{u} = -c(\dot{u} - \dot{u}_b) - k(u - u_b) \quad (1.1)$$

$$m\ddot{u} + \ddot{m}_b\ddot{u}_b = -c_b(\dot{u}_b - \dot{u}_g) - k_b(u_b - u_g) \quad (1.2)$$

Si se trabaja con desplazamientos relativos, las ecuaciones anteriores pueden expresarse como:

$$v_s = u - u_b \quad (1.3)$$

$$v_b = u_b - u_g \quad (1.4)$$

de modo que las ecuaciones de movimiento quedan como:

$$m\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + c\dot{v}_s + kv_s = -m\ddot{u}_g \quad (1.5)$$

$$(m + m_b)\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + c\dot{v}_b + kv_b = -(m_b + m)\ddot{u}_g \quad (1.6)$$

Puede demostrarse que si se desprecia el movimiento relativo entre la estructura y su base, la ecuación (1.6) representa la ecuación de una estructura modelada como un grado de libertad:

$$M\ddot{v}_b + c\dot{v}_b + kv_b = -M\ddot{u}_g \quad (1.7)$$

donde M es el peso total de la súper-estructura más el de la losa sobre el sistema de aislamiento. De manera semejante, si se desprecia el desplazamiento relativo de la base de la estructura con respecto al suelo v_b , la ecuación (1.5) se convierte en la ecuación de movimiento de un grado de libertad con base fija.

Si se expresan en forma matricial las ecuaciones (1.5) y (1.6):

$$M^*\ddot{V}^* + C^*\dot{V}^* + K^*V^* = -M^*r^*\ddot{u}_g \quad (1.8)$$

donde:

$$M^* = \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \quad C^* = \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c \end{bmatrix} \quad K^* = \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c \end{bmatrix}$$

$$V^* = \begin{bmatrix} V_b \\ V_s \end{bmatrix} \quad r^* = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Debido a la complejidad que representa el que la base y la estructura presenten características de amortiguamiento distinto, suele asumirse que:

- i. La masa de la base, es decir del nivel donde se encuentra el sistema de aislamiento, es menor que la masa de la súper-estructura ($m_b < m$) pero del mismo orden de magnitud
- ii. La frecuencia natural de la súper-estructura sobre base rígida es mucho mayor que la frecuencia de vibración del sistema de aislamiento ($\omega_s \gg \omega_b$). En particular, se considera que la relación $\epsilon = \left(\frac{\omega_b}{\omega_s}\right)^2$ tiene una magnitud del orden de 10^{-2}
- iii. Los factores de amortiguamiento de la súper-estructura y del sistema aislado son del mismo orden de magnitud que ϵ , y están dados por $\xi_s = \left(\frac{c}{2m\omega_s}\right)^{1/2}$ y $\xi_b = \left(\frac{c_b}{2M\omega_b}\right)^{1/2}$, respectivamente.

Los modos de vibrar no amortiguados para el sistema de 2 grados de libertad quedan dados por:

$$(-\omega_n^2 + \omega_b^2)\phi_b^n + (-\gamma\omega_n^2)\phi_s^n = 0 \quad (1.9a)$$

$$(-\omega_n^2)\phi_b^n + (-\omega_n^2 + \omega_s^2)\phi_s^n = 0 \quad (1.9b)$$

donde ω_n es la frecuencia del e -ésimo modo y $\gamma = \frac{m}{M}$ la relación de masas. La ecuación característica del sistema estructural es:

$$(1 - \gamma)\omega_n^4 - (\omega_b^2 + \omega_s^2)\omega_n^2 + \omega_b^2\omega_s^2 = 0 \quad (1.10)$$

De donde la frecuencia del modo fundamental de vibrar es igual a:

$$\omega_1^2 = \omega_b^2 \left(1 - \gamma \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2}\right) \quad (1.11)$$

Dada la magnitud considerada para los parámetros involucrados, el factor entre paréntesis puede considerarse igual a 1, de tal manera que $\omega_1 \approx \omega_b$. Bajo consideraciones similares, la segunda frecuencia queda dada por:

$$\omega_2 = \frac{\omega_s}{(1-\gamma)^{\frac{1}{2}}} \quad (1.12)$$

Las formas modales que corresponden a dichas frecuencias son:

$$\phi^1 = \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \end{array} \right\} \quad (1.13)$$

$$\phi^2 = \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ -\frac{1}{\gamma} \left(1 - (1-\gamma) \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2}\right) \end{array} \right\} \quad (1.14)$$

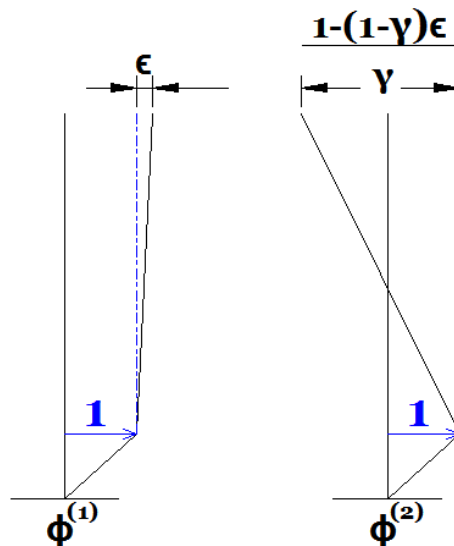


Figura 1.11 Formas modales de un sistema aislado de dos grados de libertad (Kelly, 1990)

La figura 1.11 muestra que el primer modo está asociado al movimiento de la superestructura como cuerpo rígido, y que es el segundo modo el que implica deforma-

ción de la súper-estructura y por tanto daño a los sistemas estructural y no estructural. Bajo la consideración de que la estructura exhibe un amortiguamiento que es mucho menor al crítico, los factores de participación modal son:

$$L_1 = 1 - \gamma\epsilon \quad (1.15)$$

$$L_2 = \gamma\epsilon \quad (1.16)$$

De las ecuaciones anteriores, es posible concluir que el sistema de aislamiento de base se vuelve más efectivo conforme se reduce la contribución del segundo modo a la respuesta dinámica de la estructura (la súper-estructura se movería como cuerpo rígido con muy poca deformación y por tanto, daño). Conforme a lo indicado en la ecuación 1.16, esto es posible si la estructura aislada exhibe bajos valores de ϵ , lo que se logra si la frecuencia de la súper-estructura sobre base rígida ω_s es mucho mayor que aquella que corresponde al sistema de aislamiento ω_b (lo que implica en términos relativos, que la rigidez lateral de la súper-estructura es mucho mayor que la asociada al sistema de aislamiento).

1.4 Diseño basado en control de aceleraciones

Estudios realizados por Zúñiga y Terán (2012) fueron encaminados a definir umbrales para el valor de ϵ que promueven una respuesta de la súper-estructura como cuerpo rígido, y por tanto, el control de las demandas de deformación y aceleración absoluta en la súper-estructura y sus contenidos. El planteamiento hecho por estos autores, discutido en detalle más adelante, hace posible la formulación de un formato basado en el control de las aceleraciones para el diseño de estructuras aisladas.

En cuanto al tema que trata esta tesis, es importante mencionar que el control de aceleraciones en los entresijos de un edificio prefabricado es muy importante en términos de mantener la integridad estructural del sistema de piso (León y Rodríguez, 2006) y de los contenidos que ahí se encuentran (Hamaguchi et al. 2004). Un adecuado control de la respuesta dinámica de la súper-estructura evitaría un detallado complejo de los marcos prefabricados, y haría posible una solución atractiva no solo desde un punto de vista de desempeño sísmico, sino de costo monetario.

Con base en el estudio experimental del desempeño de contenidos protegidos por sistemas de aislamiento (Hamaguchi et al. 2004), y en las conclusiones derivadas de los estudios paramétricos de Zúñiga y Terán (2012), es posible decir que un diseño basado en aceleraciones debe procurar:

- Que la estructura se comporte como un cuerpo rígido que por tanto, tiene un solo grado de libertad. Esto implica minimizar la participación de modos superiores a través de un diseño adecuado de la rigidez lateral de la súper-estructura.
- Reducir las demandas globales de aceleración en la estructura aislada a partir de proporcionarle un periodo fundamental de vibración lo suficientemente largo.
- Que el sistema de aislamiento sísmico tenga la capacidad suficiente en términos de su amortiguamiento y capacidad de deformación lateral para controlar y acomodar las demandas sísmicas.

1.5 Contribución de esta tesis

Conforme a lo discutido en las secciones anteriores de este capítulo, el daño en las estructuras y sus contenidos produce pérdidas económicas directas e indirectas considerables después de la ocurrencia de eventos sísmicos severos. Particularmente, las estructuras de concreto reforzado prefabricadas y sus sistemas de piso han resultado muy vulnerables a las altas demandas de aceleración absoluta que exhiben cuando se les sujeta a sismos de alta intensidad. Esto queda ilustrado a partir de los daños observados durante el sismo de Northridge 1994. En particular, las figuras 1.12 y 1.13 muestran estructuras de estacionamientos cuyos tableros prefabricados de grandes dimensiones presentaron deficiencias notables en términos de su capacidad para transmitir las fuerzas que desarrollaron en su plano (Iverson-Hawkins, 1994). Dentro de este contexto, es importante entender que los niveles de aceleración que pueden llegar a experimentar los sistemas de piso superan considerablemente los establecidos por los reglamentos (Rodríguez y Blandón, 2003). Aunque es posible dotar a los sistemas de piso prefabricados con una capacidad

adecuada en su plano para llevar la fuerza sísmica a los diferentes planos verticales sismorresistentes, es importante mencionar que el uso de un firme adecuadamente diseñado y detallado que se coloque sobre las unidades prefabricadas resta atractivo desde puntos de vista económico y constructivo al uso de sistemas prefabricados de piso.



Figura 1.12 Colapso de sistema de piso prefabricado sismo de Northrige 1994

Esta tesis aplica de manera práctica la metodología propuesta por Terán y Zúñiga (2012) para diseñar un sistema estructural aislado capaz de controlar las demandas de aceleración absoluta en su súper-estructura prefabricada. Para ello, se utilizan aisladores elastoméricos para controlar los niveles de aceleración dentro de un rango que haga posible la ocupación inmediata del sistema estructural desde puntos de vista estructural, no estructural y de los contenidos. Lo anterior resulta en el planteamiento de un sistema de aislamiento de bajo costo que puede ser utilizado indistintamente en estructuras esenciales o de ocupación estándar (tipo B), lo que haría posible utilizar esta tecnología de punta para proteger, en estados como Oaxaca, a un número mayor de personas y sus inversiones.



Figura 1.13 Daño en el borde de un tablero prefabricado Northridge 1994

En parte, la propuesta establecida en esta tesis puede ser vista como una alternativa de diseño sísmico para hacer posible el uso de sistemas estructurales prefabricados de concreto reforzado con detallado estándar, en zonas de alta sismicidad. Aunque este tipo de sistemas carecen de un mecanismo para controlar su respuesta lateral durante sismos intensos, su uso dentro de un contexto donde las demandas sísmicas son cuidadosamente controladas por un sistema de aislamiento resulta en un sistema estructural barato y confiable, y capaz de aportar grandes ventajas, conforme a lo ilustrado en la figura 1.14, en términos rapidez de construcción, calidad y sustentabilidad (Rodríguez y Blandón, 2003).

El sistema estructural que conforma la súper-estructura aislada está compuesto por dos sistemas estructurales independientes que integran su trabajo para resistir los efectos combinados de las cargas gravitacionales y laterales. El primer sistema está formado por marcos prefabricados de concreto reforzado y un sistema de piso precolado, y el segundo por una serie de diagonales que aportan suficiente rigidez lateral a la súper-estructura para aportar el contraste que requiere en estos términos con respecto al sistema de aislamiento. En un contexto así, todos los elementos estructurales (tanto de la súper-estructura como del sistema de aislamiento) serían fabricados y habilitados en una planta industrializada.

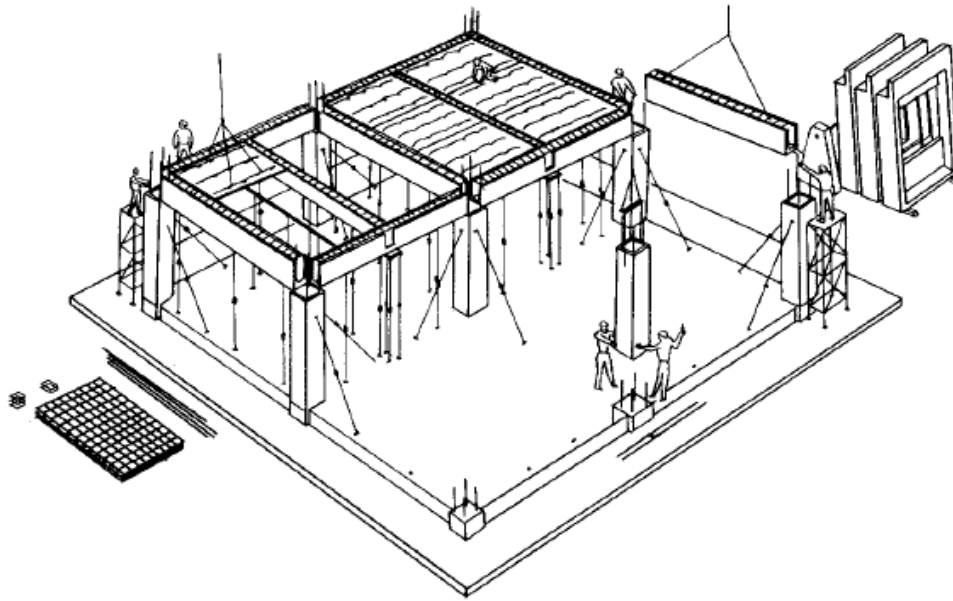


Figura 1.14 Representación de un sistemas de marcos estructurales resistentes a momento de concreto reforzado prefabricado (López et al. 2004)

Debido a la alta rigidez lateral aportada por las diagonales, la respuesta de la súper-estructura queda dominada por su movimiento como cuerpo rígido, lo que reduce sustancialmente sus demandas de aceleración y desplazamiento. Bajo un contexto así, la súper-estructura y su sistema no estructural y contenidos no solo no sufren daños, sino que su respuesta es elástica, lo que reduce sustancialmente la incertidumbre asociada a la respuesta dinámica del sistema estructural.

2. Metodología basada en aceleración

Este capítulo presenta una metodología basada en el control de las demandas de aceleración para el diseño sísmico de estructuras aisladas. Mientras que la parte de la metodología que tiene que ver con el diseño global fue desarrollada por Zúñiga y Terán (2012), la parte de la metodología que tiene que ver con el dimensionado y detallado (diseño local) de los aisladores elastoméricos fue desarrollada como parte del trabajo de tesis que aquí se presenta.

2.1 Diseño global

Zúñiga y Terán (2012) ofrecen recomendaciones para establecer a nivel global las propiedades del sistema estructural de un edificio de baja altura que se aísla sísmicamente con el fin de controlar la participación de los modos superiores en su respuesta dinámica y, por ende, controlar sus niveles de aceleración absoluta. Al respecto, ofrecen las siguientes recomendaciones:

- a) *Relación de los periodos.* Lo anterior se refiere al periodo fundamental de vibración de la súper-estructura sobre base fija (T_s), y el que tendría el sistema de aislamiento si se la asignará toda la masa de la estructura (T_b):

$$\frac{T_b}{T_s} \geq 6 \quad (2.1)$$

- b) *Relación de masas.* Se refiere a la que guardan la masa de la súper-estructura y la masa total del sistema:

$$\gamma = \frac{\sum_{i=1}^{N-1} m_i}{m_b + \sum_{i=1}^{N-1} m_i} \quad (2.2)$$

dónde m_i es la masa lateral asociada al i -ésimo piso, N el número total de grados de libertad y m_b la masa ubicada en la base de la estructura.

c) *Relación de aceleraciones.* Lo anterior se refiere a la aceleración absoluta, y cuantifica el grado en que se amplifica la aceleración lateral desde la base del edificio hasta su azotea. Zúñiga y Terán han propuesto la siguiente expresión:

$$R_n = a \cdot e^{\left(\frac{b}{T_s^c + c}\right)} \quad (2.3)$$

dónde a, b, c son parámetros de regresión cuyos valores dependen de γ, N y el porcentaje de amortiguamiento crítico del sistema de aislamiento (ξ_b).

d) *Umbrales de diseño de aceleración.* Con base en los resultados obtenidos durante estudios experimentales, Zúñiga (2012) establece un umbral de aceleración (A_c) de 200 cm/s² para proteger a los contenidos más comunes.

Bajo la consideración de los parámetros mencionados con anterioridad, la metodología de diseño basada en aceleraciones propone los siguientes pasos e iteraciones para el diseño global de una súper-estructura y su sistema elastomérico de aislamiento:

1. Se establece un umbral de aceleración máxima permisible (A_c) para proteger los contenidos según lo mencionado en el inciso d) de esta página. Se tiene en cuenta que el valor propuesto de A_c debe contemplar contenidos con porcentajes de amortiguamiento crítico de 2% y periodos que van desde los 0 hasta los 0.5 segundos (que son los más comunes para los contenidos de los edificios).
2. Se establece la aceleración máxima permitida en cualquier entrepiso de la súper-estructura:

$$A_e = \frac{A_c}{F} \quad (2.4)$$

donde F es un factor que toma en cuenta que la aceleración en los contenidos puede llegar a ser mayor que la aceleración de entrepiso. Para edificios de entre 4 y 8 niveles, se pueden considerar valores entre 1.5 y 2.0 para F .

3. Se estima la relación de masas γ y se propone un valor para la relación de periodos (ecuación 2.1). Por medio de información solicitada al fabricante de aisladores, se define un porcentaje de amortiguamiento crítico para el sistema de aislamiento (ζ_b). Normalmente, el valor de ζ_b oscila entre 2 y 15%, y es común usar valores cercanos al 10% para aisladores de alto amortiguamiento.
4. Se establece un valor para la relación de aceleraciones R_n a partir de la ecuación 2.1 y los valores resumidos en la tabla 2.1.

$$R_n = \frac{A_e}{A_b} \quad (2.5)$$

donde A_b es la máxima aceleración permitida en el sistema de aislamiento.

Tabla 2.1 Parámetros para la obtención de R_n para edificios de cuatro niveles con γ de 8 (Zuñiga y Terán, 2012)

ζ_B	a	b	c
10%	0.97	0.68	0.38
15%	1.00	0.64	0.42
20%	1.01	0.63	0.51
25%	1.02	0.73	0.79

5. A partir de lo anterior se obtiene la máxima aceleración permitida en el nivel de aislamiento

$$A_b = \frac{A_e}{R_n} \quad (2.6)$$

6. Conforme a lo mostrado en la figura 2.1, se establece el periodo del sistema de aislamiento T_b a partir de la aceleración máxima permitida en el sistema

de aislamiento A_b y un espectro elástico de pseudo-aceleración con porcentaje de amortiguamiento crítico igual a ζ_b .

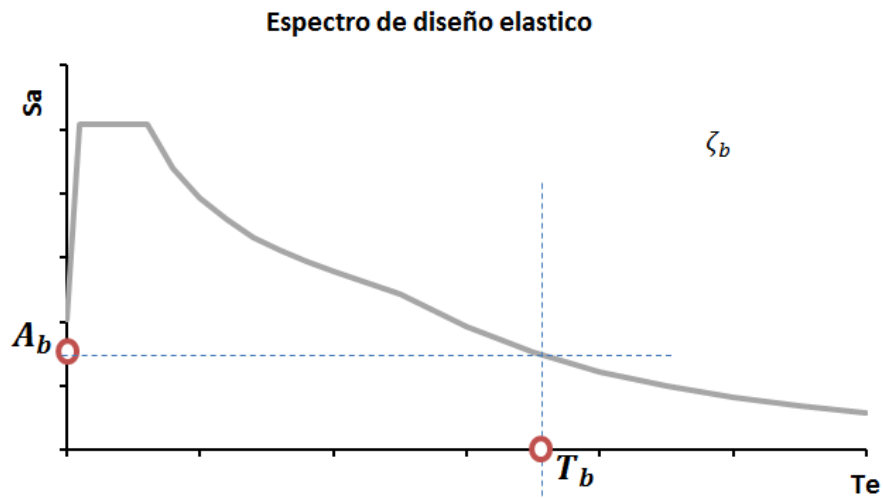


Figura 2.1 Obtención de T_b por medio del espectro de pseudo-aceleración

Se verifica que el valor de T_b sea aceptable desde un punto de vista práctico. En caso contrario se itera.

7. Una vez que se tiene el valor de diseño de T_b , se usa la relación de periodos establecida en el paso 3 para establecer T_s . Se verifica que el valor de T_s sea aceptable en términos prácticos (que pueda alcanzarse por medio de rigidizar la súper-estructura con diagonales). De no ser así, se itera.
8. Se estima, conforme a lo que ilustra la figura 2.2, la demanda máxima de desplazamiento en el sistema de aislamiento (D_b) con un espectro elástico de desplazamiento con porcentaje de amortiguamiento crítico igual a ζ_b . Si D_b es aceptable, se pasa a la etapa de diseño local de los aisladores elastoméricos. En caso contrario, se itera.

La figura 2.4 muestra un diagrama de flujo donde se detallan los pasos a seguir para el diseño global basado en el control de la aceleración de un sistema estructural aislado.

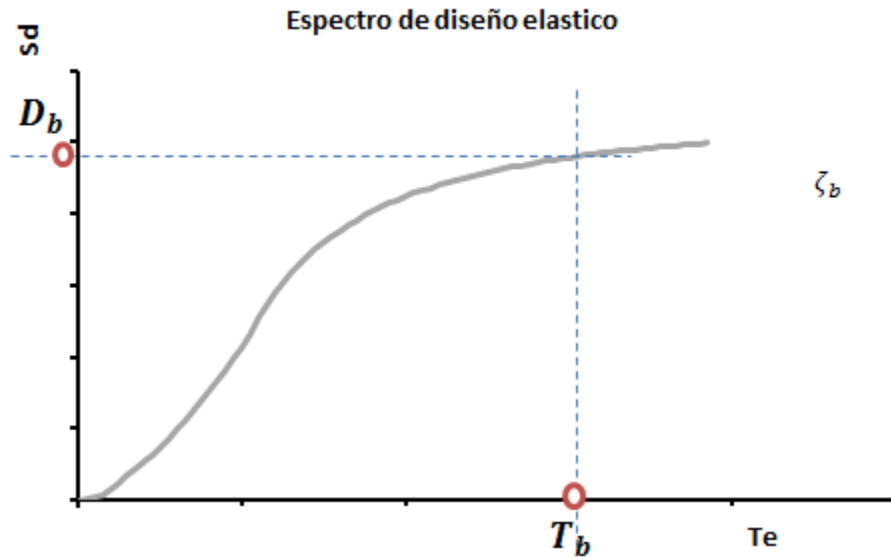


Figura 2.2 Obtención de D_b por medio del espectro de pseudodesplazamientos.

2.3 Diseño local

Para alcanzar los objetivos de esta tesis, se consideró el uso de aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento. Es importante recordar que los aisladores elastoméricos admiten grandes desplazamientos laterales y que el caucho les aporta la capacidad de autocentrarse. Poseen una rigidez vertical suficiente, lo que se logra al introducir placas de acero distribuidas uniformemente en la altura del aislador. La figura 2.3 muestra curvas típicas esfuerzo-deformación para un aislador elastomérico.

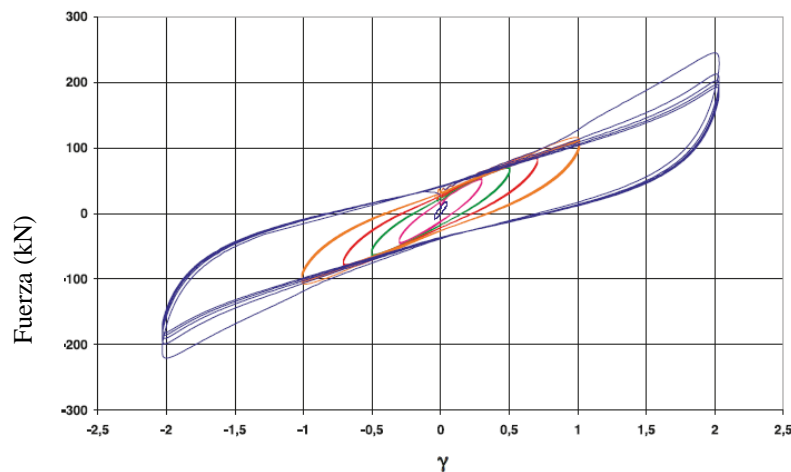


Figura 2.3 Lazos de histéresis típicos para un aislador elastómero (FIP industriale Italia)

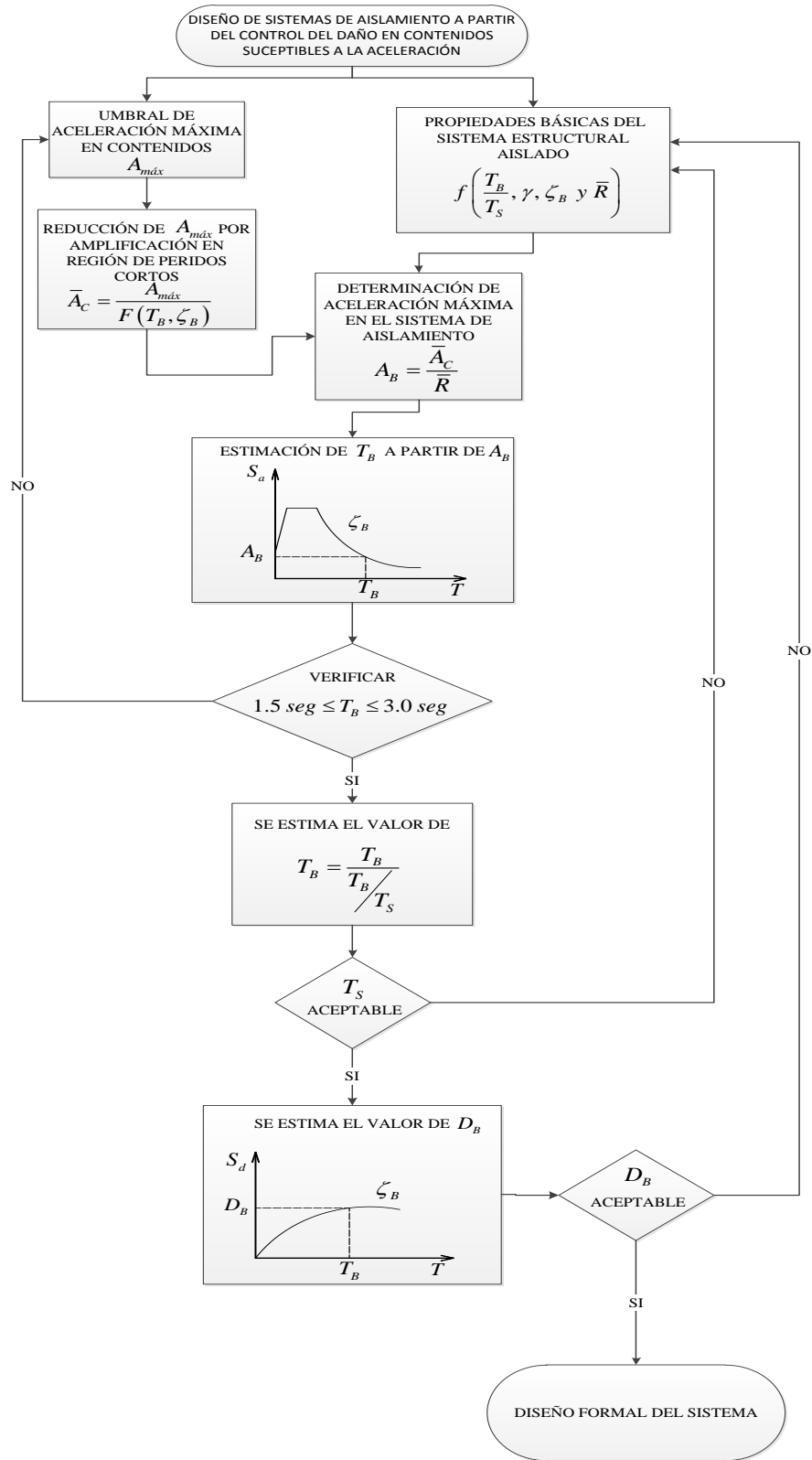


Figura 2.4 Diagrama de flujo para el diseño global mediante el control de aceleraciones para un sistema aislado de base (Zuñiga, 2012)

El diseño local queda definido por el dimensionado basado en rigidez de aisladores que aporten al sistema de aislamiento un periodo T_b , y que sean capaces de acomodar la demanda máxima de desplazamiento esperada para el sistema de aislamiento (D_b). Es importante mencionar que el procedimiento no usa factores de reducción de resistencia para castigar la resistencia de los materiales estructurales, ya que se trata de un diseño basado en desempeño que procura utilizar las propiedades esperadas de los materiales estructurales para hacer una predicción razonable de la respuesta dinámica del sistema estructural.

Se denomina diseño local al procedimiento que indica la manera de dimensionar y detallar los aisladores. Para cumplir este objetivo, se atienden recomendaciones establecidas por distintos reglamentos (CFE 2008, AASHTO 2010, FEMA 2003), y se emplean las formulaciones desarrolladas por Kelly (1993) para la revisión de la estabilidad de los aisladores.

La metodología desarrollada a continuación es válida para aisladores elastoméricos reforzados con placas de acero. El diseño local de los aisladores implica un proceso iterativo que depende de los valores obtenidos en laboratorio para las propiedades del caucho (particularmente el módulo de cortante y el porcentaje de amortiguamiento crítico).

Inicialmente, el procedimiento debe determinar cuántos tipos diferentes de aisladores se usarán. Este número depende de los diferentes valores de carga axial que bajan las columnas de la planta baja a los aisladores. Dentro de este contexto es importante recordar que no debe perderse el sentido práctico, ya que un mayor número de tipos de aisladores representa un sobre costo de fabricación y mayor tiempo de diseño. Lo anterior implica que las iteraciones suelen hacerse en términos de las propiedades de los materiales y no en términos del tamaño de los aisladores.

El dimensionado de los aisladores implica los siguientes pasos:

1. Se establece la carga axial de diseño P para cada tipo de aislador y el peso total de la estructura W_e . La sumatoria total de los valores de P para todos los

aisladores no necesariamente será igual al peso total de la estructura W_e debido a la estandarización de los aisladores y sus cargas de diseño.

2. Se establece la rigidez lateral global de diseño para el sistema de aislamiento a partir del peso total de la estructura y el valor establecido para T_b durante el diseño global:

$$K_{LTD} = \frac{W_e}{g} \left(\frac{2\pi}{T_b} \right)^2 \quad (2.7)$$

donde g es la aceleración de la gravedad.

3. Se establece una valor inicial para la rigidez lateral de cada aislador (K_{Li}^*) en función de su carga axial P y con base en ella, se estima la rigidez lateral del sistema de aislamiento:

$$K_{LT} = \sum_{i=1}^n K_{Li}^* \quad (2.8)$$

donde n es el número de aisladores, e i indica el i -ésimo aislador. El valor inicial para la rigidez lateral de cada aislador se establece como:

$$K_{Li}^* = \frac{P_i}{g} \left(\frac{2\pi}{T_b} \right)^2 \quad (2.9)$$

4. Se corrige la rigidez lateral de los aisladores. Para ello se usa el siguiente factor:

$$\kappa = \frac{K_{LTD}}{K_{LT}} \quad (2.10)$$

La rigidez lateral de diseño para los distintos aisladores queda definida como:

$$K_{Li} = \kappa K_{Li}^* \quad (2.11)$$

5. Se establecen valores de inicio para las propiedades básicas del caucho con que se fabrican los aisladores. En particular, se establece la deformación unitaria máxima a corte considerada para el diseño (γ) y su correspondiente módulo de corte (G).

6. La altura de caucho requerida para cada aislador (t_r) queda dada por (ver figura 2.5):

$$t_r = \frac{D_B}{\gamma} \quad (2.12)$$

7. El área requerida por el aislador (A) y su respectivo diámetro (d) se establece de acuerdo a su rigidez lateral de diseño (ver figura 2.5):

$$A = \frac{K_{Li} t_r}{G} \quad (2.13)$$

$$d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \quad (2.14)$$

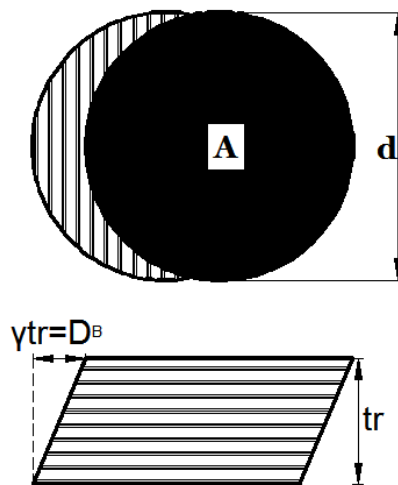


Figura 2.5 Dimensiones básicas del caucho para un aislador elastómero de sección circular

8. Se ajustan las dimensiones de los aisladores de tal manera que se establezcan valores prácticos de A y d que puedan ser usados para la fabricación de los aisladores.
9. Se revisan las presiones de contacto de tal manera que el área establecida para cada aislador sea lo suficientemente grande para que los esfuerzos de compresión se encuentren dentro de límites aceptables. Típicamente la presión de contacto de diseño estará cercana a los 70-100 kg/cm² (en algunos

casos el fabricante permitirá seleccionar valores mayores). Si el valor obtenido no satisface los requerimientos de diseño, se itera con el fin de establecer un área lo suficientemente grande para controlar los esfuerzos de contacto.

10. Se actualiza la rigidez lateral (K_{Li}) para cada aislador de acuerdo a sus dimensiones finales, y se verifica que el valor real de la rigidez lateral del sistema de aislamiento (K_L) sea similar a su valor de diseño.
11. Con las rigideces laterales actualizadas se actualiza el valor de T_b , y se revisa que este periodo se aproxime a su valor de diseño. La frecuencia del sistema de aislamiento se estima como:

$$\omega_b = \sqrt{\frac{K_L}{\frac{W_e}{g}}} \quad (2.15)$$

El periodo real del sistema de aislamiento puede estimarse entonces como:

$$T_b = \frac{2\pi}{\omega_b} \quad (2.16)$$

12. Se establece el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento (ξ_b) a partir de promediar los amortiguamientos de los diferentes tipos de aisladores:

$$\xi_b = \frac{\sum_{i=1}^n \xi_i K_{Li}}{K_L} \quad (2.17)$$

Note que el valor de ξ_b estimado con la ecuación 2.17 debe ser congruente con el usado para establecer los espectros elásticos de diseño durante la etapa de diseño global.

El diseño final y detallado los aisladores implica los siguientes pasos:

13. El diseño final de los aisladores contempla inicialmente la obtención del desplazamiento del sistema de aislamiento, amplificado por efectos de torsión. Para ello se consideran, conforme a lo que muestra la figura 2.6, las

dimensiones en planta del edificio y una excentricidad accidental $e = 0.05b$, donde b es la mayor dimensión en planta.

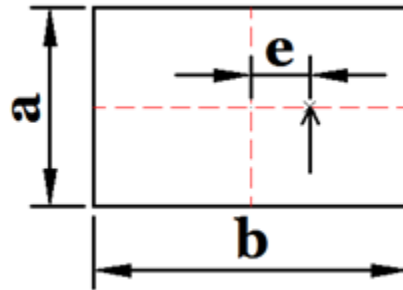


Figura 2.6 Esquema de parámetros en cálculo de torsión estática

El desplazamiento amplificado puede estimarse de manera simplificada como:

$$D_{BT} = D_B \left(1 + Y \frac{12e}{b^2 + a^2} \right) \quad (2.18)$$

o de manera más refinada como:

$$D_{BT} = D_{Br} \pm \theta a \quad (2.19)$$

donde Y es la distancia a una esquina perpendicular a la dirección de la fuerza, D_B el desplazamiento estimado para el periodo T_b de acuerdo al espectro de desplazamiento de diseño, y θ la rotación en planta del sistema de aislamiento:

$$\theta = \frac{M_T}{K_\theta} \quad (2.20)$$

Mientras que el momento torsionante se estima a partir de la excentricidad accidental:

$$M_T = K_L D_B e \quad (2.21)$$

la rigidez rotacional total del sistema de aislamiento se establece como:

$$K_\theta = \sum_{i=1}^n K_{Li} (x_i^2 + y_i^2) \quad (2.22)$$

En la ecuación anterior i denota el i -ésimo aislador; x_i y y_i sus coordenadas en planta paralela y perpendicular a la dimensión b , respectivamente, que consideran como origen el centro de rigidez del sistema de aislamiento.

El valor de D_{BT} estimado con las ecuaciones 2.18 o 2.19 se usa para estimar las deformaciones a corte máximas y mínimas en los aisladores. Finalmente se revisa que la deformación máxima a corte no exceda un umbral de diseño asociado con la falla del aislador.

14. Se establece el factor de forma de los aisladores. Una manera aproximada para hacer esto es a partir de definir la relación de frecuencias vertical y lateral del sistema de aislamiento:

$$\frac{f_V^2}{f_H^2} = \frac{\frac{K_V}{m}}{\frac{K_H}{m}} = \frac{\frac{6GS^2A_s}{t_r}}{\frac{GA_r}{t_r}} \quad (2.23)$$

Bajo la consideración de que las áreas a corte y a axial son similares ($A_s \approx A_r$):

$$S = \frac{f_V}{\sqrt{6}f_H} \quad (2.24)$$

Se considera para esta revisión que la estructura se encuentra alejada por lo menos 15 km de la falla (Kelly 1993, MOC 2008), de tal manera que pueda desprejarse la componente vertical del movimiento del terreno. Kelly (1993) comenta que la frecuencia vertical de edificios aislados debe caer en un rango de valores que va de 8 a 12 Hz con el fin de evitar amplificación indebida de la componente vertical del terreno. A partir de esto puede darse un valor inicial a f_V con el fin de determinar el factor de forma y continuar con el detallado del aislador.

Dado que, conforme a lo mostrado en la figura 2.7, el valor de G depende del valor de la deformación unitaria a corte γ del aislador, y que a su vez esta depende del valor de G , el detallado final de los aisladores requiere de un proceso iterativo. Note que a niveles de deformación baja, G aumenta hasta alcanzar valores cercanos al doble de los observados para $\gamma > 100\%$. Con-

forme a lo que se discutirá más adelante, será necesario considerar la compresibilidad del hule mientras mayor sea el valor de G , ya que el hule del aislador tendera a comprimirse más que a deformarse lateralmente. Bajo estas circunstancias, se vuelve necesario verificar que no existan asentamientos diferenciales en el sistema de aislamiento que puedan afectar el funcionamiento del edificio.

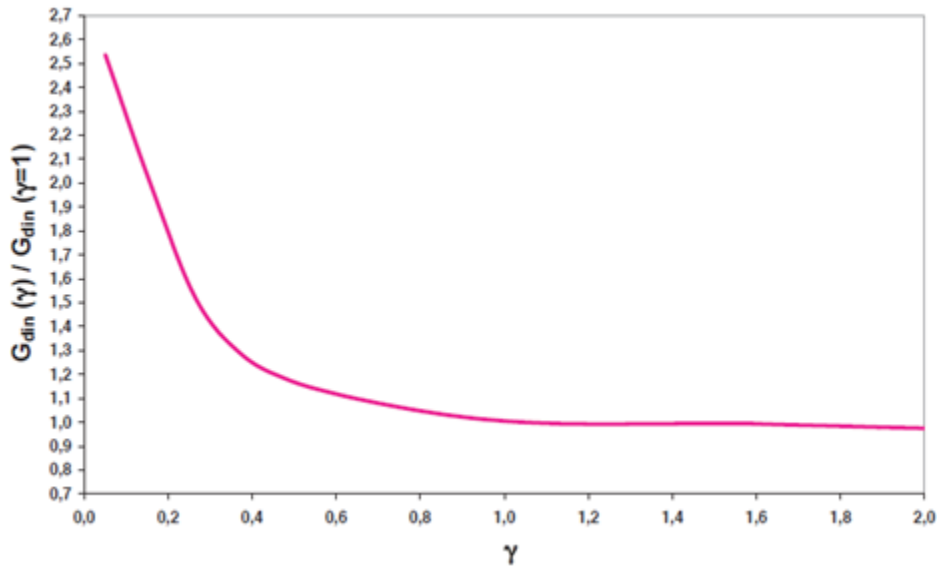


Figura 2.7 Variación del módulo de cortante dinámico G_{din} efectivo en función de la deformación a cortante FIP industrial (Italia).

Tabla 2.2 Principales características del caucho para determinación de G_{din} a bajos niveles de deformación a cortante FIP industrial (Italia).

CARACTERISTICAS	COMPUESTO DEL CAUCHO		
	SUAVE(S)	NORMAL(N)	DURO(H)
Dureza(Shore A)	40	60	75
Módulo de cortante dinámico G_{din} a $\gamma=1(kg/cm^2)$	4	8	14
Coefficiente de amortiguamiento viscoso ξ a $\gamma=1(kg/cm^2)$	10--15	10--15	10--15

Kelly (1993) recomienda que si el factor de forma S es mayor que 10, se introduzca el efecto de la compresibilidad durante la estimación del módulo instantáneo de compresión de los aisladores:

$$E_c = \frac{E'_c K}{E'_c + K} \quad (2.25)$$

$$E'_c = 6GS^2 \quad (2.26)$$

donde E'_c es el modulo instantáneo de compresión del caucho, y K el módulo de compresibilidad. Aunque el valor de K oscila entre 10,000-25,000 kg/cm², suele considerarse un valor de 20,000 kg/cm² con fines de diseño (Kelly 1993). Note que el módulo de compresión E_c se hace más pequeño conforme se incrementa el valor del factor de forma; de tal manera que para valores altos de G y S , la compresibilidad es importante y no puede despreciarse.

Con el valor de E_c , es posible estimar la deformación unitaria del caucho por efectos de compresión:

$$\varepsilon_c = \frac{P}{E_c A} \quad (2.27)$$

Lo anterior hace posible la estimación de la deformación unitaria media a corte en el aislador, la cual debe ser congruente con el valor considerado para G al inicio de la iteración.

$$\gamma_{media} = \sqrt{6}S\varepsilon_c \quad (2.28)$$

En caso de ser necesario, se itera hasta que se logre una congruencia entre el valor de G considerado al inicio de la iteración y el valor de γ establecido al final de la misma.

Una vez que se converge, se establece la rigidez vertical de cada aislador:

$$K_{Vi} = \frac{E_c A_r}{t_r} \quad (2.29)$$

donde la i denota el i -ésimo aislador.

La rigidez vertical debe andar del orden de 400 – 1000 K_L . Una vez establecida la rigidez vertical de los diferentes aisladores, es posible obtener la rigidez vertical total del sistema de aislamiento, y con ella estimar la frecuencia vertical del sistema de aislamiento:

$$K_V = \sum_{i=1}^n K_{Vi} \quad (2.30)$$

$$\omega_V = \sqrt{\frac{K_V}{W_e/g}} \quad (2.31)$$

$$f_V = \omega_V / 2\pi \quad (2.32)$$

Finalmente, se compara la frecuencia vertical considerada inicialmente para obtener el factor de forma con la frecuencia vertical estimada en este paso. De no ser semejantes se itera.

15. Se determina la altura total (h) de los aisladores. Con base en el factor de forma definido para el aislador y la frecuencia vertical obtenida, se procede a determinar el espesor de sus capas de caucho (t):

$$t = \frac{r}{2s} \quad (2.33)$$

donde r es el diámetro del aislador.

Después se establece el número total de capas de caucho (n):

$$n = \frac{t_r}{t} \quad (2.34)$$

Los espesores y dimensiones deben ajustarse a las medidas estándar usadas en los procesos de fabricación del proveedor, de modo que al final hay que revisar con los espesores reales el factor de forma y la frecuencia vertical de los aisladores.

Las placas intermedias y extremas así como las placas de base mostradas en las figuras 2.8 y 2.9 se fabrican con aceros cuyos esfuerzos de fluencia y resistencia a la ruptura están muy cercanos a los del acero A-36.

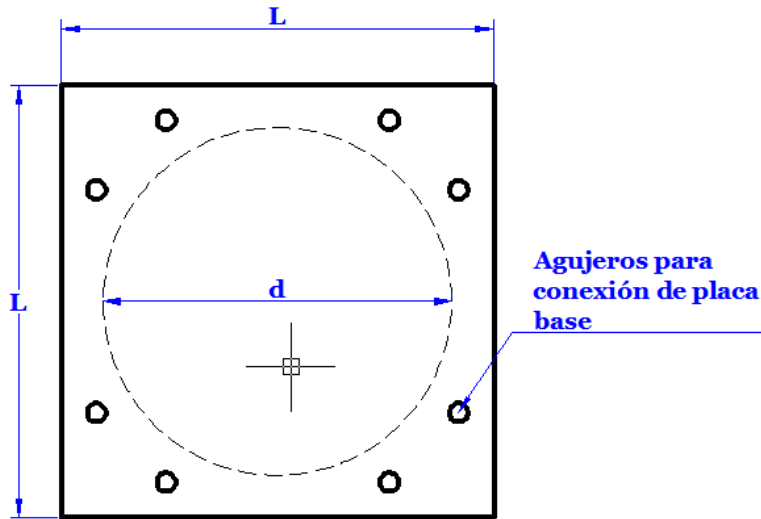


Figura 2.8 Dimensiones y elementos de un aislador elastomérico laminado (Planta)

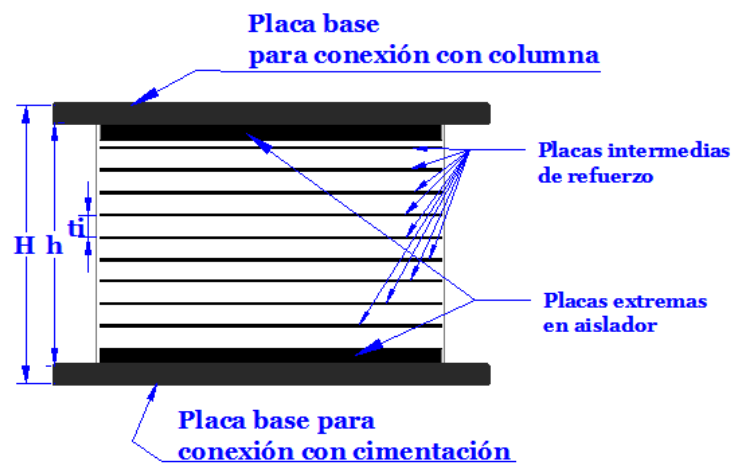


Figura 2.9 Dimensiones y elementos de un aislador elastomérico laminado (Planta)

Establecido el espesor y número de total de capas de caucho, se procede a determinar la altura total del aislador (h), la cual no incluye, como muestra la figura 2.9, el espesor de las placas base. Las placas de acero intermedias se colocan entre las capas de caucho, y sus espesores no son menores que 2.54mm (1/10in) ni mayores que 3.16mm (1/8"). Las placas extremas generalmente tienen espesores entre 19.05mm y 38.1mm (3/8"-1 1/2"). Para esti-

mar h se suman los espesores de las capas de caucho y de las placas intermedias y extremas.

16. Revisión por pandeo. Los apoyos elastoméricos pueden ser vulnerables a pandeo. La teoría de estabilidad para barras de caucho aporta las expresiones usadas en este documento para determinar la carga crítica de pandeo en un aislador. Esta teoría comenzó a desarrollarse en la década de los 50 del siglo XX. La deducción de las expresiones y su posterior correlación con estudios experimentales se presentan en Kelly (1993).

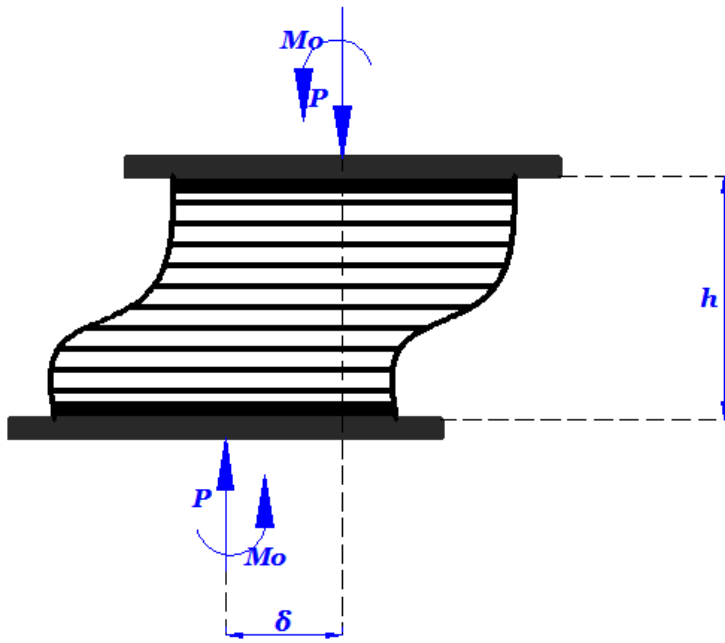


Figura 2.10 Mecanismo de falla por pandeo en un aislador de caucho (Kelly, 1999)

La figura 2.10 muestra el modelo bajo consideración para revisar el posible pandeo de un aislador. Note que se considera que los extremos no sufren rotación y que no existe carga lateral. La expresión que define la carga crítica de pandeo es:

$$P_{CR} = \sqrt{P_E P_S} \quad (2.35)$$

donde P_E es la carga crítica definida por Euler y P_S una carga crítica que contempla la baja rigidez lateral del aislador:

$$P_E = \frac{\pi^2 E_c I h}{h^2 3 t_r} \quad (2.36)$$

$$P_S = GA \frac{h}{t_r} \quad (2.37)$$

A partir de lo anterior:

$$P_{CR} = \frac{\pi}{t_r} \sqrt{GA \frac{E_c I}{3}} \quad (2.38)$$

Note que $P_E \gg P_S$, de tal manera que la capacidad que tiene el aislador para acomodar carga axial depende de la baja rigidez lateral del caucho. Se estima que un factor de seguridad adecuado contra pandeo debe estar del orden de 3.

17. Revisión por rodamiento. Es posible que debido a los grandes desplazamientos que llegan a experimentar los aisladores, aparezcan tensiones en el caucho, las cuales pueden provocar la falla del aislador por rodamiento. La figura 2.11 ilustra este mecanismo para un aislador conectado con pernos de cortante.

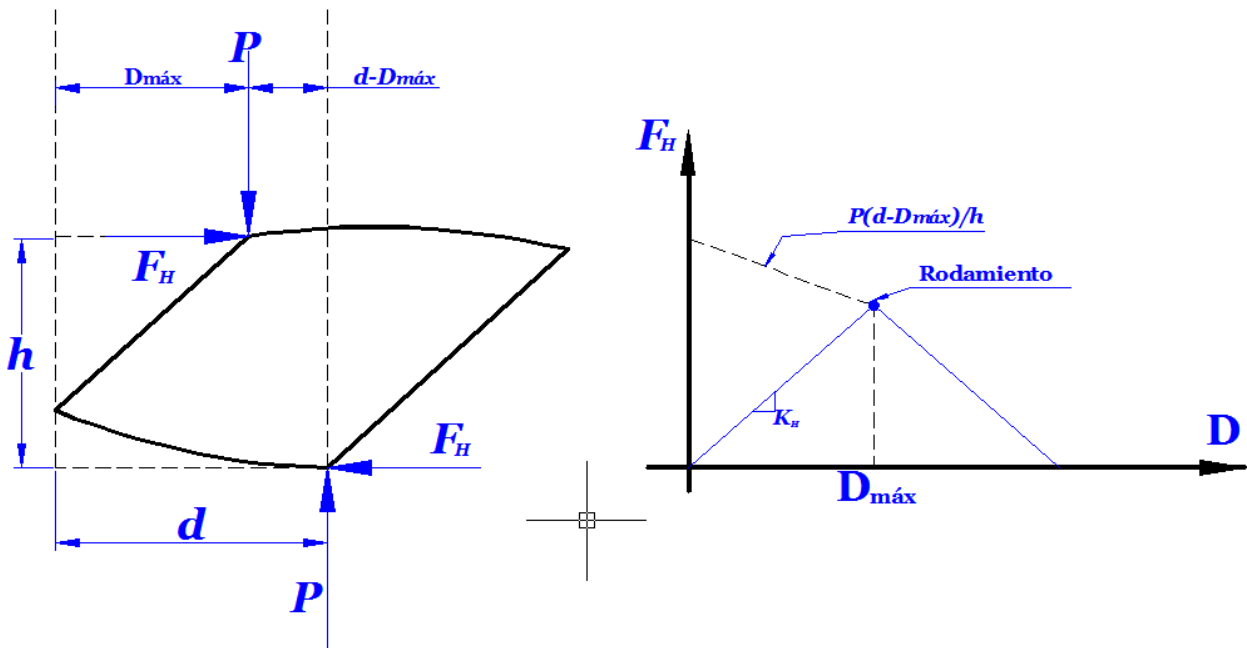


Figura 2.11 Mecanismo de rodamiento para un aislador elastomérico.

En años recientes las conexiones del aislador con la estructura se hacen con tornillos y ha quedado demostrado que bajo estas condiciones los aisladores son capaces de controlar el rodamiento (Kelly 1999). Sin embargo, es común que siga llevándose a cabo la revisión de rodamiento durante el diseño de los aisladores. Kelly (1999) comenta que si el desplazamiento máximo esperado en el aislador no excede el 88% de su dimensión en planta, el efecto de inestabilidad por rodamiento no se presentará.

3. Edificio de 5 niveles

Este capítulo presenta el diseño de dos versiones de un edificio de 5 niveles que se supone ubicado en el estado de Oaxaca al norte de la ciudad en una zona de suelo firme. Mientras que la primera versión corresponde a un sistema de marcos soportado en base fija, la segunda contempla la adición de diagonales y de un sistema de aislamiento. La versión sobre base fija se toma en cuenta para comparar su costo con la versión aislada, y así permitir algún tipo de juicio en cuanto a la viabilidad económica del uso de sistemas de aislamiento en estructuras de ocupación estándar.

3.1 Versión sobre base fija

3.1.1 Descripción del proyecto

Conforme se muestra en las figuras 3.1 y 3.2, la estructura corresponde a una vivienda prototipo con 5 niveles y 1 sótano de estacionamiento. El sistema estructural consiste en marcos rígidos prefabricados de concreto reforzado. Mientras que las columnas tienen una sección transversal de 65x65cm, las vigas (tanto rigidizantes como portantes) tienen dimensiones de 35x55cm.

El sistema de piso está conformado por losas alveolares extruidas presforzadas con 20cm de peralte, que en unión con un firme de integración de 6cm conforman una serie de diafragmas rígidos.

La cimentación se estructura con base en zapatas interconectadas por traveses de liga para absorber los efectos de los momentos de volteo en la base de las columnas.

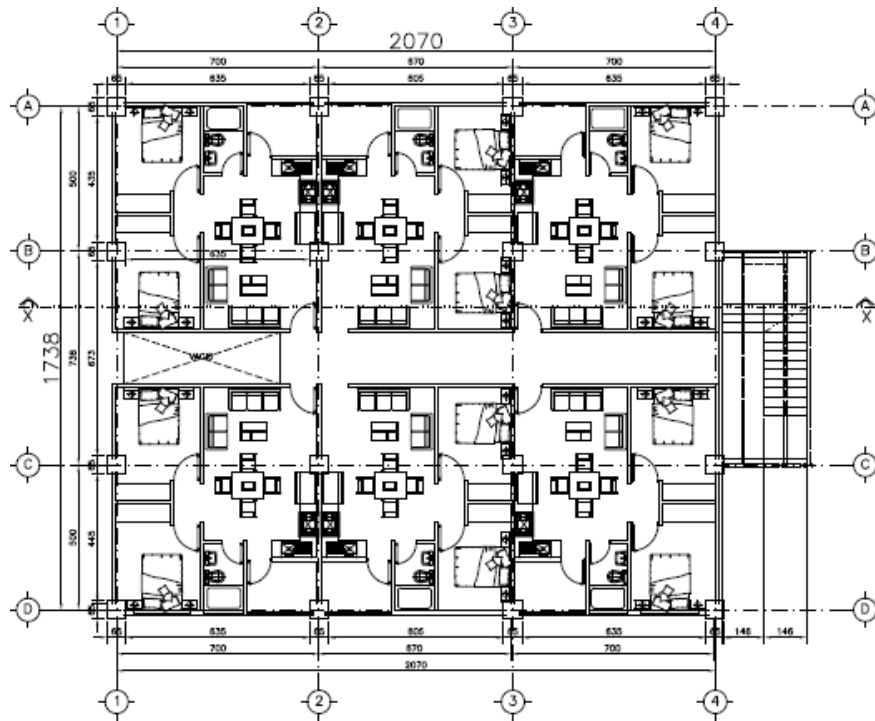


Figura 3.1 Planta arquitectónica del prototipo

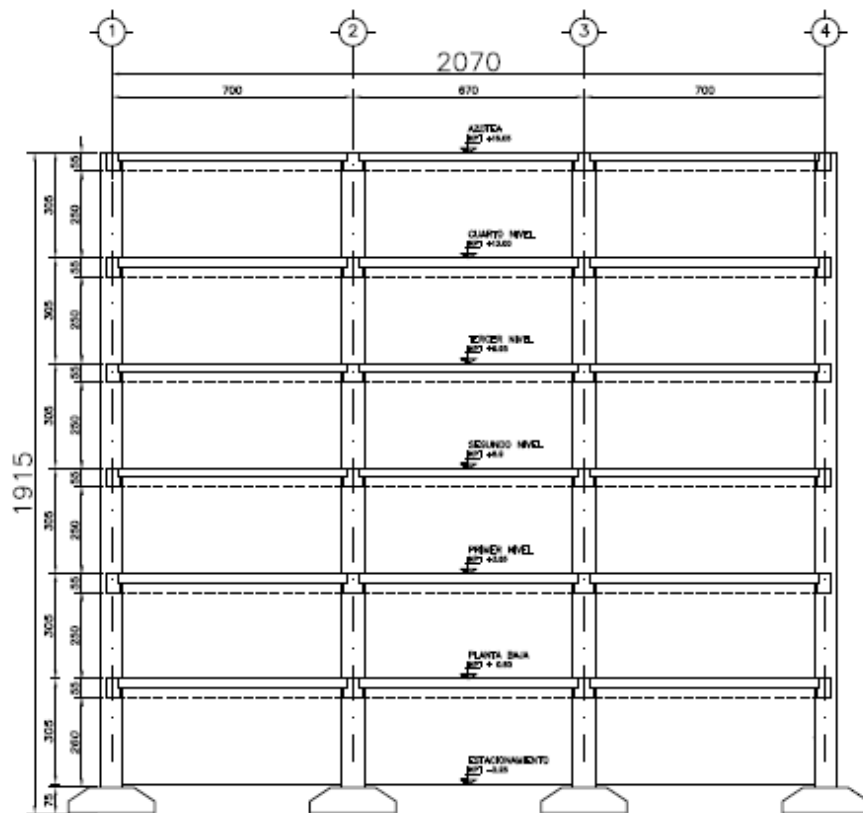


Figura 3.2 Elevación del prototipo

El análisis sísmico y el diseño de elementos de concreto del edificio se realizó de acuerdo con los lineamientos del Reglamento de Construcción del Estado de Oaxaca (RCOA) y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-CON) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal así como el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC 2008).

3.1.2 Diseño global de la estructura

Para el análisis de la estructura se siguieron las especificaciones del RCOA, y según fue necesario de las NTC-CON. Las fuerzas sísmicas se obtuvieron por medio del método dinámico modal espectral especificado en la sección 3.3.6.1 del MOC 2008. El análisis contempló un modelo tridimensional en que vigas y columnas se representaron mediante barras; y el firme de integración del sistema de piso, mediante elementos tipo membrana. El módulo de elasticidad de los elementos de concreto se estimó como $14000\sqrt{f'c}$ (kg/cm²)

En el Artículo 213 del RCOA se especifican las tres categorías de acciones que deben considerarse actuando en la estructura: a) Acciones permanentes, b) Variables y c) Accidentales. Las tablas 3.1 y 3.2 resumen las cargas gravitacionales utilizadas para el análisis y diseño del edificio.

Tabla 3.1 Cargas permanentes y variables actuantes en el edificio prototipo

CONCEPTO	kg/m ²
REGLAMENTO	40
LOSETA	40
INSTALACIONES	10
SOBRECARGA	90

TIPO DE CARGA	ENTREPISO kg/m ²	AZOTEA kg/m ²
SOBRECARGA	90	90
CVMAX	170	100
CVINS	90	70
LOSA	250	250
MUROS	132	0

Tabla 3.2 Bajada de cargas para análisis sísmico

PESO MUROS PERIMETRALES		AREA ENTREPISO 1	345.783 m ²		
PERIMETRO=	75.1 m	AREA ENTREPISO 2	345.783 m ²		
PESO MURO=	340 kg/m	AREA ENTREPISO 3	345.783 m ²		
TOTALx1PISO=	25.534 toneladas	AREA ENTREPISO 4	345.783 m ²		
X 5 PISOS=	127.67 toneladas	AREA AZOTEA PISO 5	345.783 m ²		
		CM	CV	TOTAL	
	AZOTEA PISO 5	248.98	24.20	273.19	toneladas
	ENTREPISO4	318.99	31.12	350.11	toneladas
	ENTREPISO3	318.99	31.12	350.11	toneladas
	ENTREPISO2	318.99	31.12	350.11	toneladas
	ENTREPISO1	299.80	31.12	330.92	toneladas
	MUROS PERIMETRALES			127.67	toneladas
	PESO TOTAL DE LA ESTRCUTURA=			1782.11	toneladas

Los periodos de vibrar de la estructura se resumen en la Tabla 3.3. Note que el periodo fundamental de vibración está cercano a los 0.9s. Durante el análisis se contempló el acoplamiento entre los grados de libertad traslacionales y de rotación en el plano de las losas, y se consideró un número suficiente de modos naturales para que la suma de los pesos efectivos en las tres direcciones de análisis fuera mayor o igual que el 90% del peso total de la estructura.

Tabla 3.3 Periodos, desplazamientos modales y sumatoria de pesos modales obtenidos del análisis dinámico con el programa ETABS.

Mode	Periodo	UX	SumUX	SumRX
1	0.890	80.039	80.039	0.0
2	0.850	0.000	80.039	99.3
3	0.738	0.000	80.040	99.7
4	0.248	12.867	92.906	99.7
5	0.240	0.000	92.906	99.7
6	0.210	0.000	92.907	99.7
7	0.116	4.877	97.784	99.7
8	0.114	0.000	97.784	100.0
9	0.100	0.000	97.784	100.0

El espectro de diseño, mostrado en la figura 3.3, se estableció conforme a lo especificado en la sección 3.1.6 del MOC 2008 para una estructura tipo B. Según la sección 3.3.1.1, a la estructura corresponde un factor de comportamiento sísmico (Q) de 2, y de acuerdo a la sección 3.3.1.3, un factor de sobrerresistencia (R) de 2. De acuerdo a la sección 3.3.1.4, corresponde al sistema estructural un factor de redundancia (ρ) de 1.25.

Se consideró que la estructura se desplanta en suelo firme por lo que no se consideró durante el diseño el efecto de comportamiento hysterético degradante. La estructura es sensiblemente simétrica según la sección 3.3.2, de tal manera que se consideró que el sistema estructural como regular.

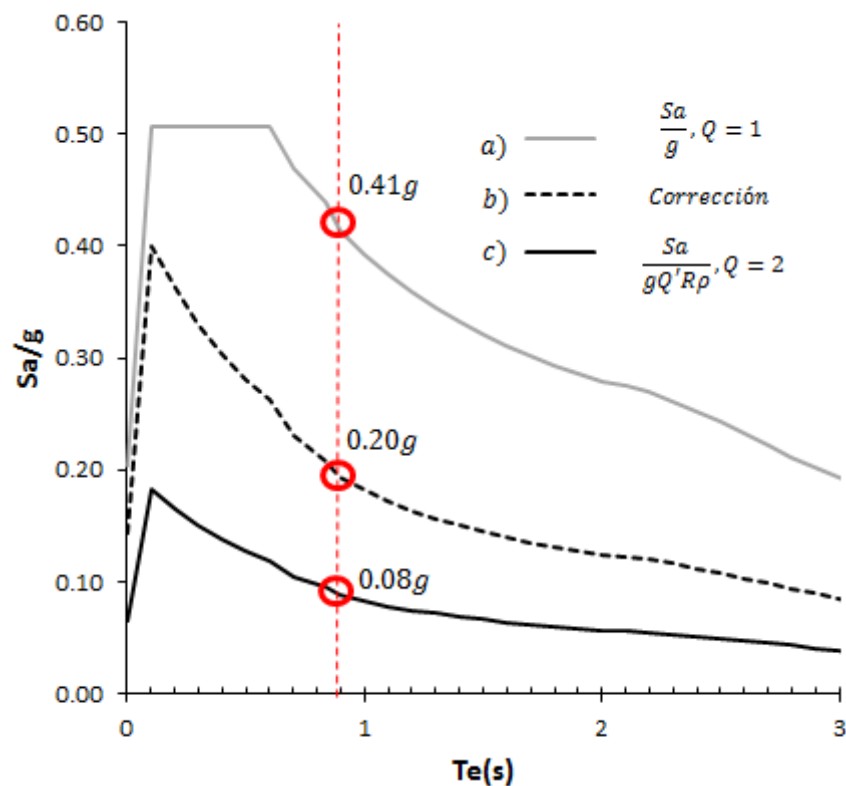


Figura 3.3 Espectros de diseño MOC 2008 elástico a) e inelástico b) y c) para la ciudad de Oaxaca.

En cuanto al diseño de la resistencia, se revisó que el cortante basal cumpliera con los requisitos contemplados en la sección 3.3.6.3 del MOC 2008:

- a. El cortante basal obtenido mediante el método de análisis dinámico no debe ser menor que el 80% del cortante basal estimado conforme al análisis estático.
- b. En ningún caso el cortante será menor que $(a_o W_{tot})$, donde a_o es la ordenada al origen, y W_{tot} el peso total de la construcción.

Vale la pena mencionar que el cortante basal dinámico no cumplió inicialmente con el requisito b, por lo que se ajustaron los resultados obtenidos inicialmente de acuerdo con lo planteado por el MOC 2008.

Los efectos de torsión se contemplaron explícitamente durante el análisis estructural bajo la consideración de una excentricidad accidental del 5% de la dimensión en planta perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas. Para obtener la respuesta dinámica total se combinaron las respuestas modales de acuerdo con el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (método SRSS). La figura 3.4 muestra los cortantes de entrepiso obtenidos del análisis modal espectral realizado con el programa ETABS.

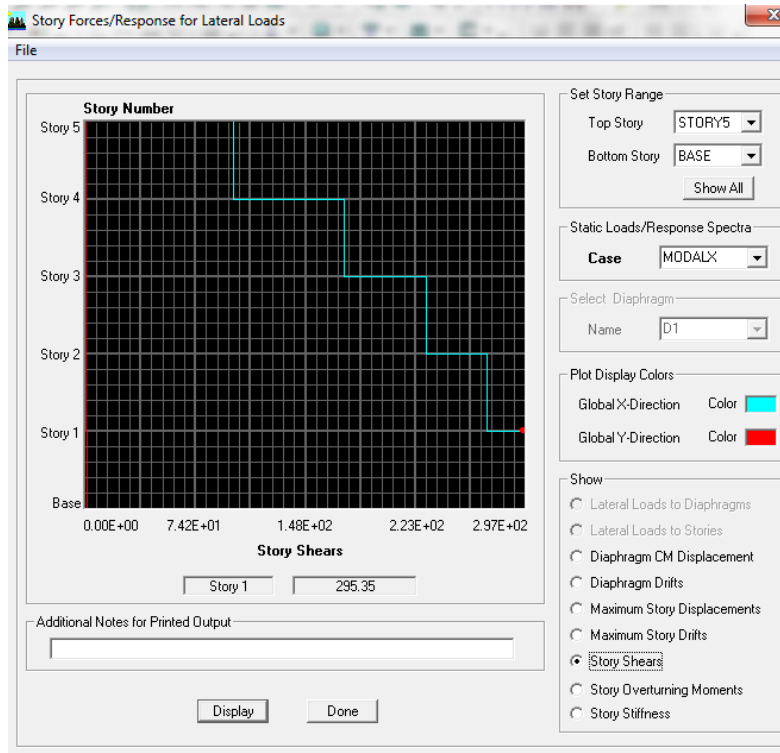


Figura 3.4 Cortantes resultantes del análisis dinámico modal espectral

En cuanto a las distorsiones de diseño, se revisó que se cumpliera con los estados límites de servicio y de colapso de acuerdo con la sección 3.3.7 del MOC 2008. En particular, se consideraron límites de distorsión de 0.002 y 0.01, respectivamente, para dichos estados límite.

La Tablas 3.4 y 3.5 resumen las demandas de distorsión utilizadas durante la revisión por desplazamientos del edificio de 5 niveles.

Tabla 3.4 Distorsiones de piso calculadas para las fuerzas reducidas

NIVEL	DESPLA-X(m)	DESPLA-Y(m)	DISTORSION-X	DISTORSION-Y
AZOTEA	0.05571	0.00515	0.00286	0.00023
PISO 4	0.04747	0.00446	0.00382	0.00033
PISO 3	0.03628	0.00349	0.00455	0.00041
PISO 2	0.02276	0.00225	0.00453	0.00044
PISO 1	0.00921	0.00094	0.00256	0.00026

Tabla 3.5 Distorsiones de piso corregidas por el factor μ

SISMO EN DIRECCIÓN X		DISTORSION PERMISIBLE		
DISTORSIONES CORREG-X	DISTORSIONES CORREG-Y	E.L.S.	E.L.C.	
0.002428	0.0001947	0.004	0.01	OK PASA
0.003244	0.0002763	0.004	0.01	OK PASA
0.003863	0.0003511	0.004	0.01	OK PASA
0.003847	0.0003715	0.004	0.01	OK PASA
0.002175	0.0002227	0.004	0.01	OK PASA

3.1.3 Diseño de elementos de concreto en estructura con base fija

La revisión de los estados límite de falla de los elementos de concreto reforzado se hizo de acuerdo con lo establecido por las NTC-CON.

Los elementos mecánicos de diseño se estimaron bajo la consideración de los efectos combinados de cargas permanentes, variables y accidentales. Estas combinaciones utilizaron los factores de carga prescritos por el MOC 2008. Los elementos mecánicos más desfavorables resultaron en general de las fuerzas sísmicas. Las figuras 3.5 y 3.6 resumen los elementos mecánicos que el sismo demanda de las vigas y columnas de un marco.

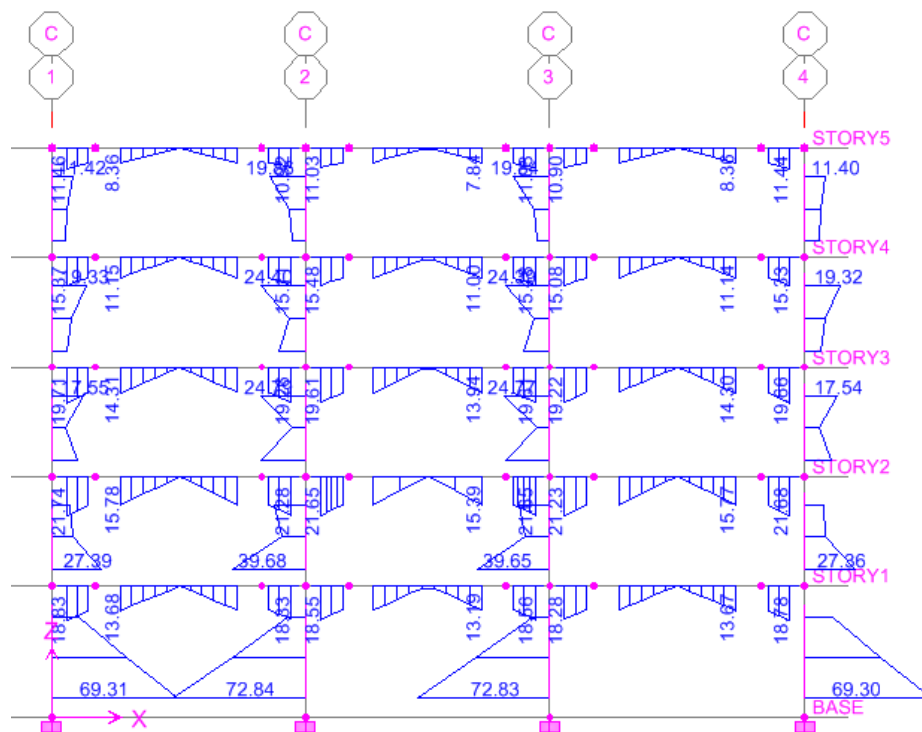


Figura 3.5 Momentos de flexión t-m, sismo en dirección x

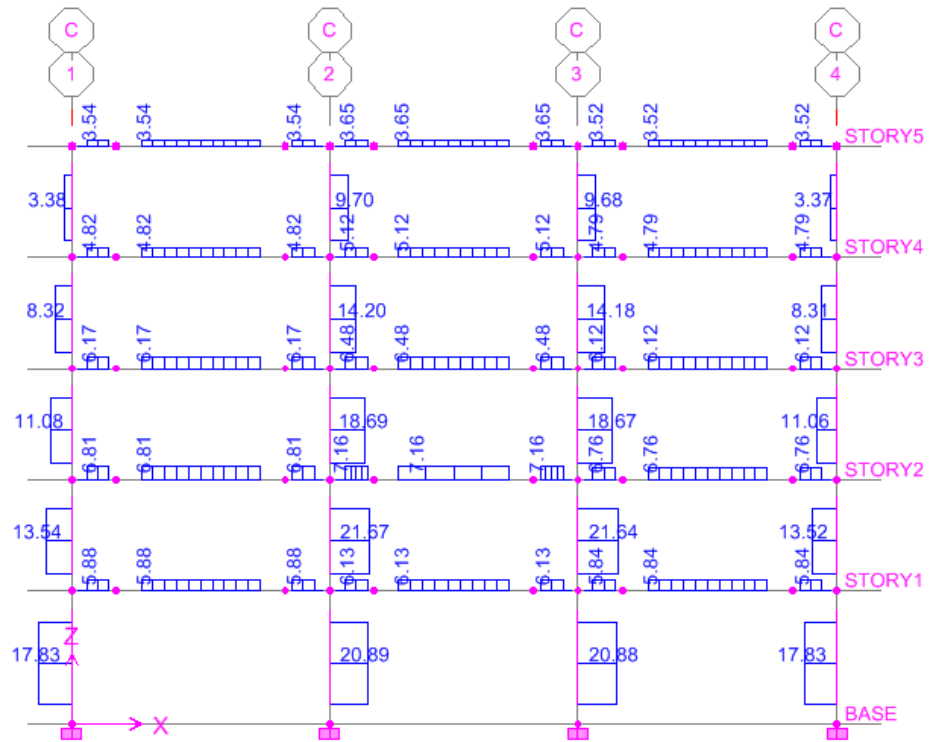


Figura 3.6 Fuerzas cortantes t, sismo en dirección x

En cuanto a resistencia, el diseño de las columnas contempló flexo-compresión y cortante. En cuanto a las vigas, se consideró la flexión y el corte. Además se revisaron las uniones vigas-columnas bajo la consideración del cortante actuante en ellas. Las vigas y columnas se detallaron de acuerdo con algunos criterios establecidos en el capítulo 7 de la NTC-CON, el cual establece criterios para marcos dúctiles ubicados en zonas de alta sismicidad.

El firme del sistema de piso se analizó con un modelo de elementos finitos. En particular, se usaron elementos tipo membrana sujetos a fuerzas en su plano para establecer los esfuerzos a compresión y tensión que desarrolla el firme. Las fuerzas en el plano del firme se estimaron conforme a lo indicado en la sección 8.4 de Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Distrito Federal (NTCDS, 2004) y a la interpretación que de ellas hacen Rodríguez et al. (2012):

$$c' = \frac{c}{Q} \left(\frac{W_T h_i}{\sum W_i h_i} \right) \quad (3.1)$$

$$a_i = a_o \left(1 + \frac{c'}{a_o} \right) \quad (3.2)$$

$$p_i = a_i W_i \quad (3.3)$$

Mientras que la tabla 3.6 resume las fuerzas inerciales actuando en cada piso, la figura 3.7 muestra la manera en que se distribuyó la mayor fuerza inercial entre los tableros que conforman el sistema de piso del entrepiso crítico.

Tabla 3.6 Fuerzas inerciales en pisos NTCDS, 2004

c=	0.41	Q=	1.0	a0=	0.20		
NIVELES	Wi	Alturas	Hi	Wi*hi	c'	ai	Pi(t)
	(t)	(m)	(m)				
5.00	298.72	3.00	15.60	4660.03	0.68	0.88	263
4.00	375.64	3.00	12.60	4733.11	0.55	0.75	281
3.00	375.64	3.00	9.60	3606.18	0.42	0.62	232
2.00	375.64	3.00	6.60	2479.25	0.29	0.49	183
1.00	356.45	3.60	3.60	1283.23	0.16	0.36	127
Σ	1782.11	15.60		16761.82			



Figura 3.7 MEF Distribución de fuerzas de piso en firme con el programa ETABS.

El edificio de 5 pisos requirió de un firme con 6cm de espesor con malla electro-soldada de tipo 66-88. Las demandas de fuerza cortante en los bordes de las vigas rigieron el diseño, el cual contempló las fuerzas axiales paralelas a la dirección de la fuerza sísmica y el cortante en el plano (figuras 3.8 y 3.9). La tabla 3.7 resume las acciones de diseño críticas y las propiedades del firme. En la tabla t denota el espesor del firme, T_u la tensión última de membrana en la dirección del sismo, T_n la tensión nominal resistente del acero de refuerzo del firme, V_u el cortante último en el plano del firme y V_n el cortante nominal resistente del firme contando la contribución del concreto y el acero de la malla.

Tabla 3.7 Resumen de refuerzo en firme para edificio con base fija

t	f _c	Vu(MEF)	Tu(MEF)	Vn(VcR+VsR)	Tn
cm	kg/cm ²	(t/m)	(t/m)	(t/m)	(t/m)
6	250	4.4	3.5	5.13	4.35

f _y	As mín	As malla 66-88
kg/cm ²	cm ² /m	cm ² /m
5000	0.75	0.87

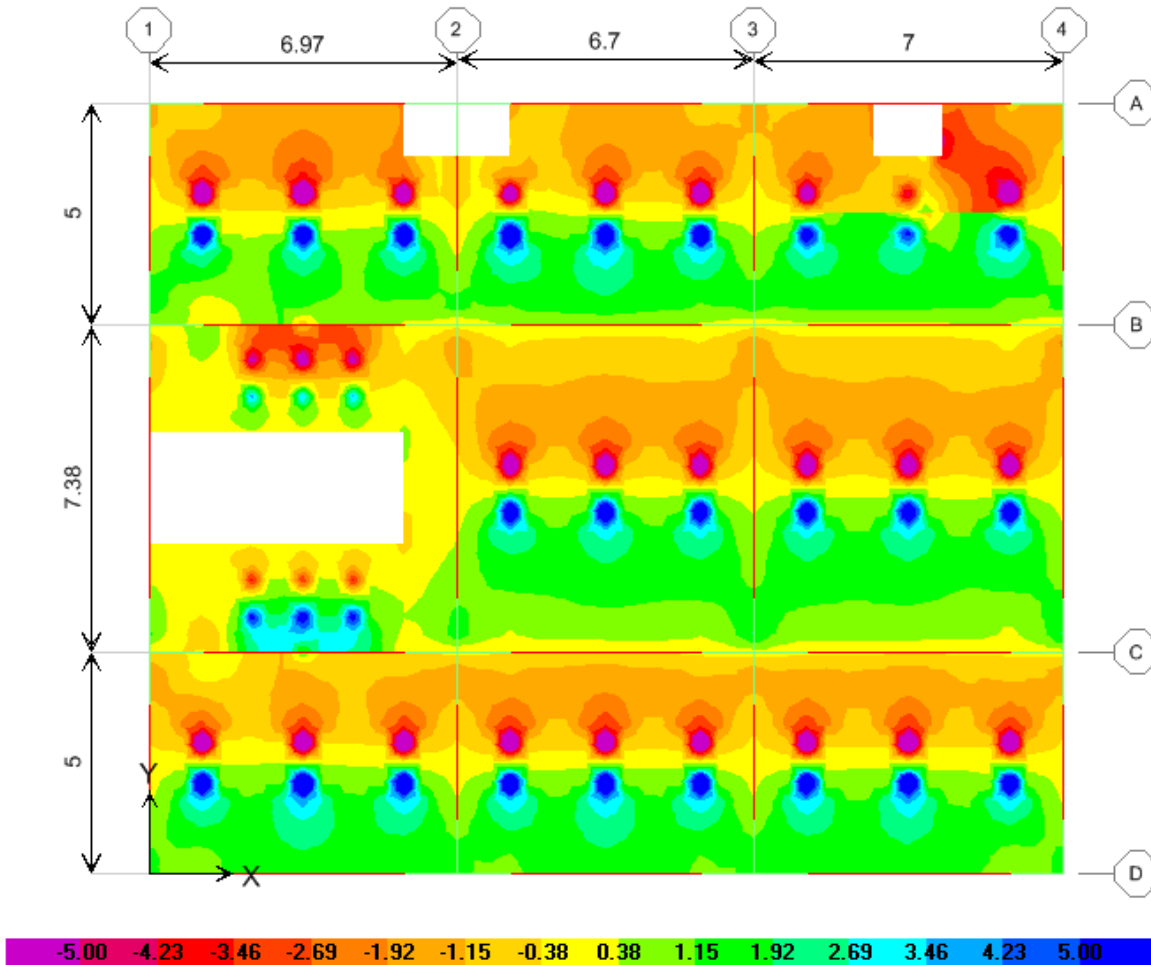


Figura 3.8 MEF distribución de fuerzas internas en la dirección de la fuerza en t/m.

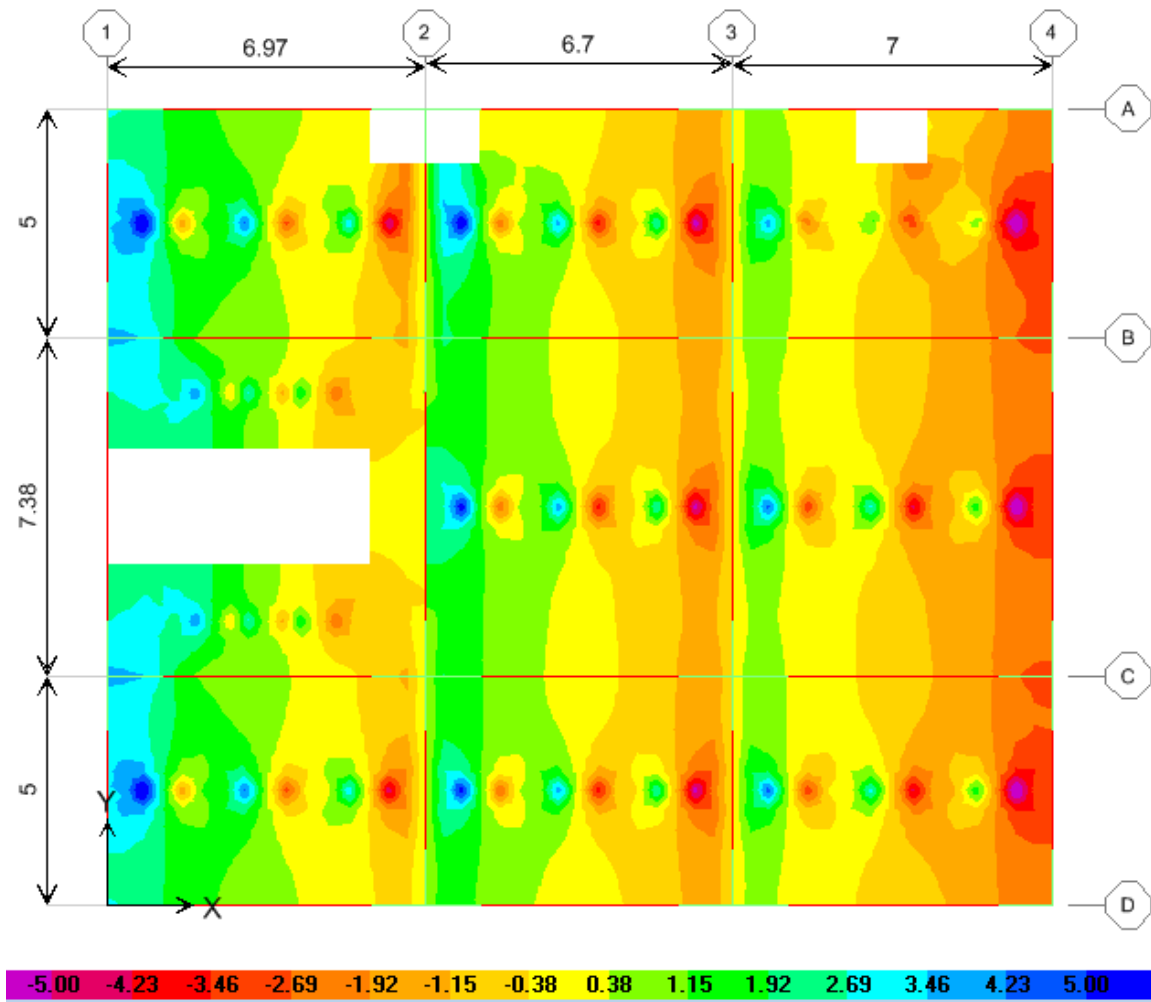


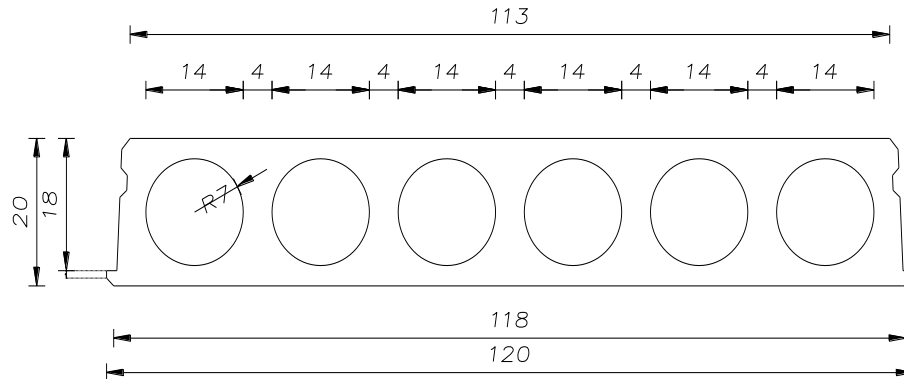
Figura 3.9 MEF distribución de fuerzas internas cortantes en el plano del firme en t/m.

La conexión del firme al sistema estructural (vigas) se diseñó de acuerdo con los criterios establecidos en la sección 2.5.10 de las NTC-CON para cortante por fricción. La figura 3.10 muestra la geometría de la losa alveolar usada para el sistema de piso. La capacidad de la junta entre las losas extruidas, resumida en la tabla 3.10, se calculó con la siguiente expresión (propuesta por la empresa SPANCRETE, dedicada a la producción de losas alveolares):

$$V_n = 0.04 * f'_{cg} * h * t < 120 * h * t$$

En la cual:

- f'_{cg} = esfuerzo especificado a la compresión del grout
- h = longitud de la losa (llave)
- t = espesor de la junta (llave)



GEOMETRIA DE LOSA ALVEOLAR

ACOT: CMS

Figura 3.10 Sección de losa alveolar extruida

Tabla 3.8 Resumen de diseño de llave de cortante entre losas alveolares

CAPACIDAD DE LA JUNTA (Llave de corte)		
$f'c=$	250	kg/cm ²
$f^*c=$	200	kg/cm ²
$h=$	100	cm
$t=$	18	cm
$V_{n1}=$	14.4	t/m
$V_{n2}=$	216	t/m
$V_n=$	14.4	t/m

Mientras que las figuras 3.11 a 3.17 resumen las secciones transversales, armado y detallado de los elementos estructurales del edificio de 5 pisos, la tabla 3.9 cuantifica los materiales estructurales (principalmente concreto y acero de refuerzo de los marcos prefabricados). La cuantificación de la placa alveolar no se toma en cuenta debido a que no existe diferencia en estos términos entre el sistema estructural tradicional y el sistema aislado.

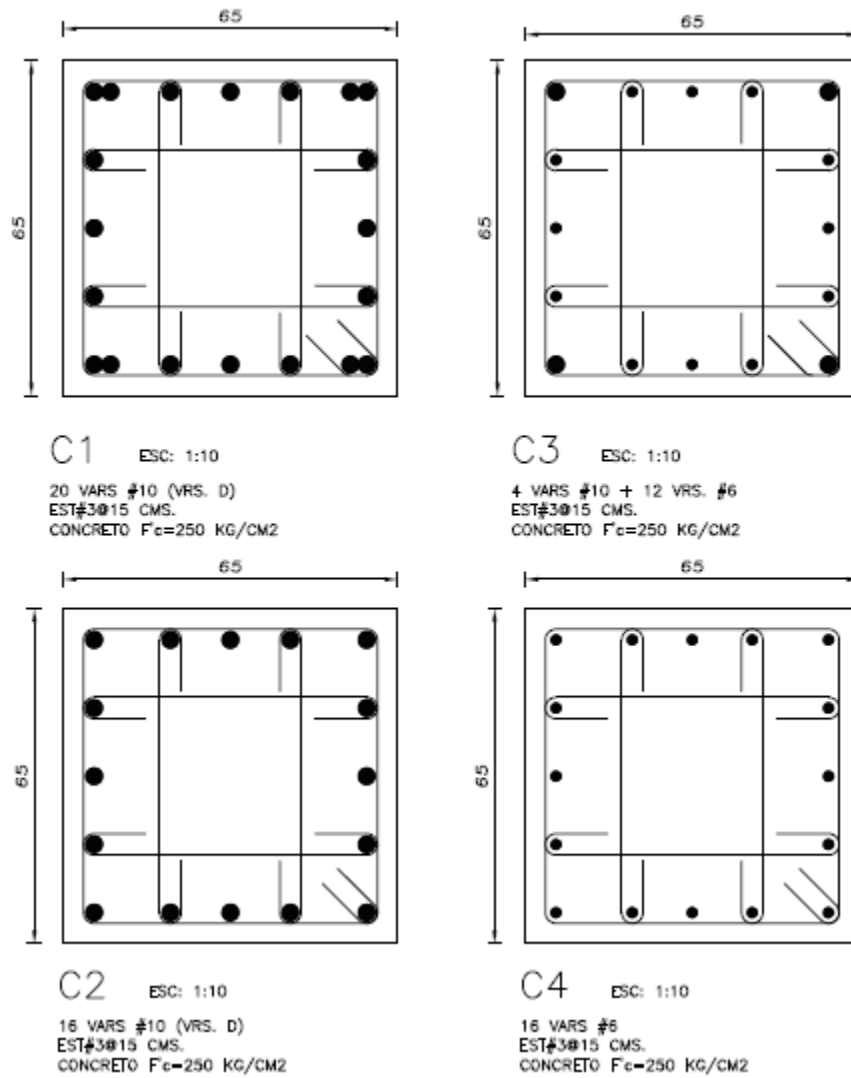


Figura 3.11 Armado tipo en las columnas de prototipo base fija

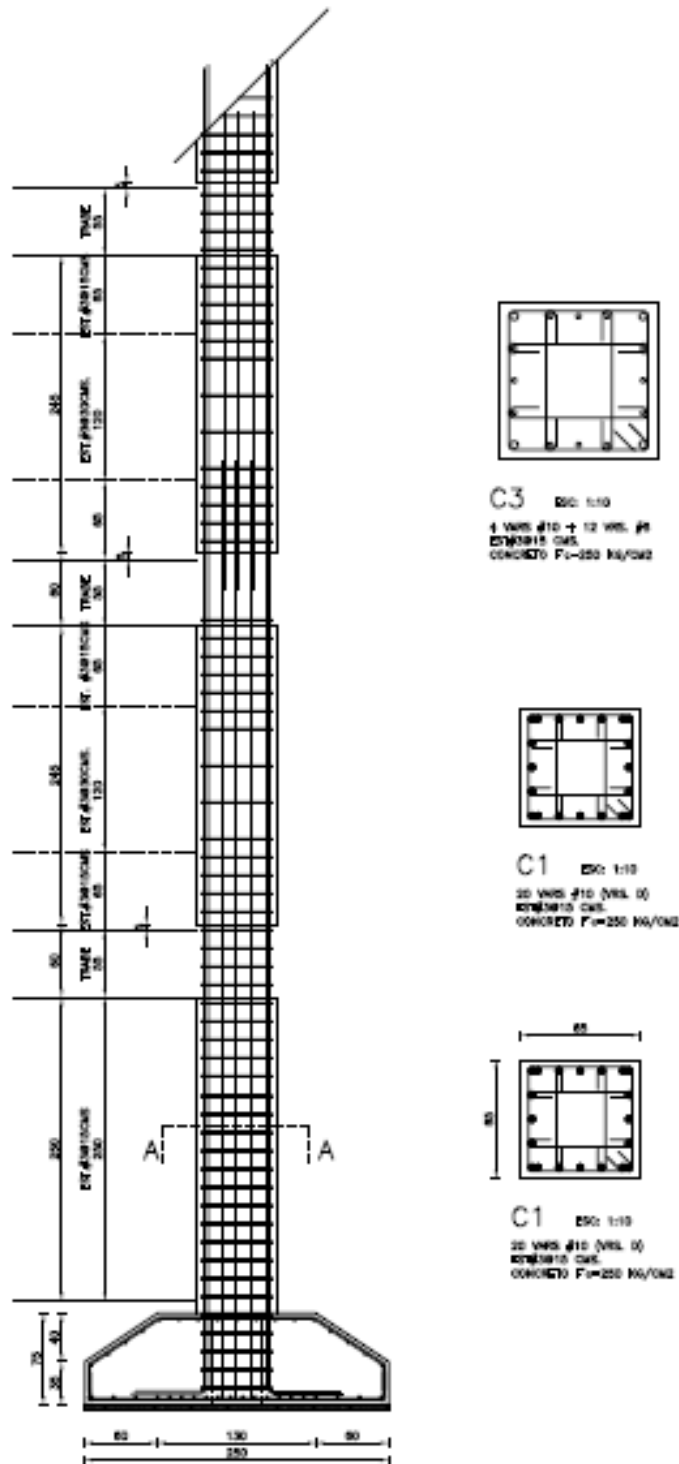


Figura 3.12 Detalle de elevación en armado tipo de columnas prototipo base fija

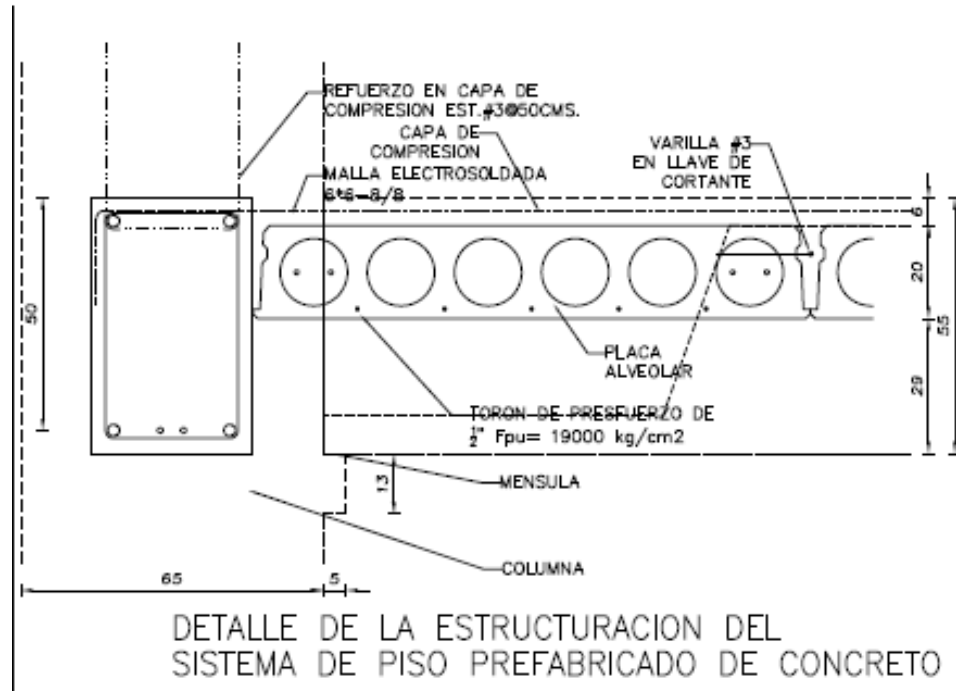


Figura 3.13 Detalle de refuerzo en sistema de piso prefabricado del prototipo base fija



Figura 3.14 Estructura de marcos prefabricados, cortesía de Technoo Sustentable en Oaxaca S.A. de C.V.

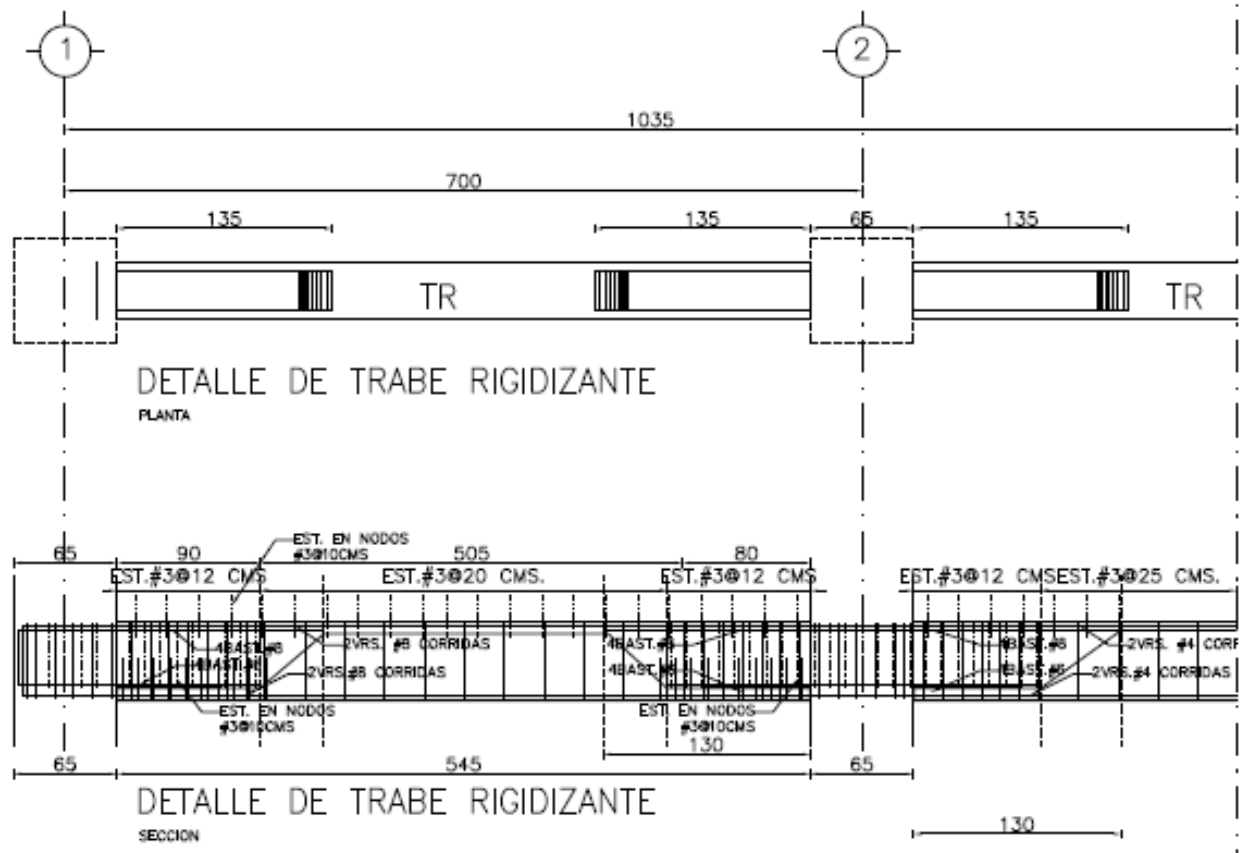
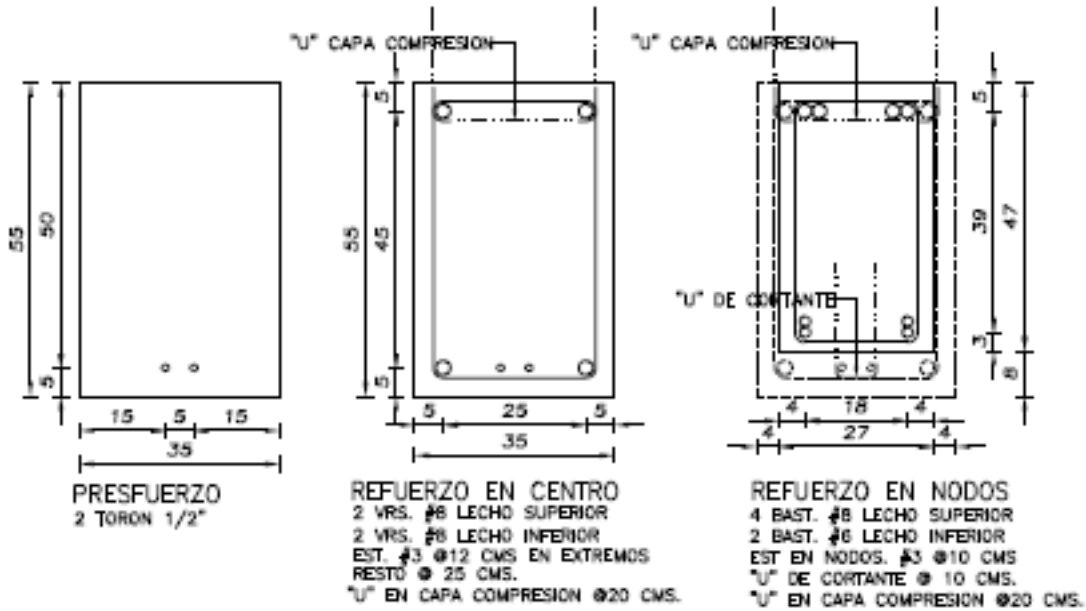


Figura 3.15 Detalle en planta y elevación de conexión viga columna húmeda

TRABE RIGIDIZANTE



TRABE PORTANTE

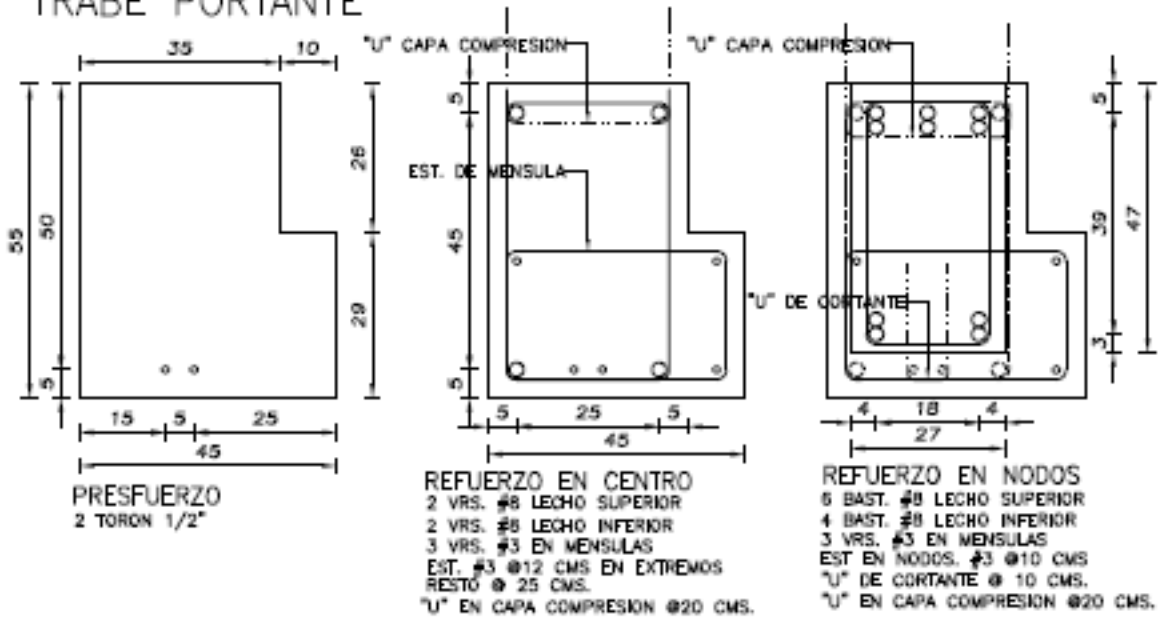


Figura 3.16 Armado de traves rigilizantes y portantes laterales en el prototipo base fija

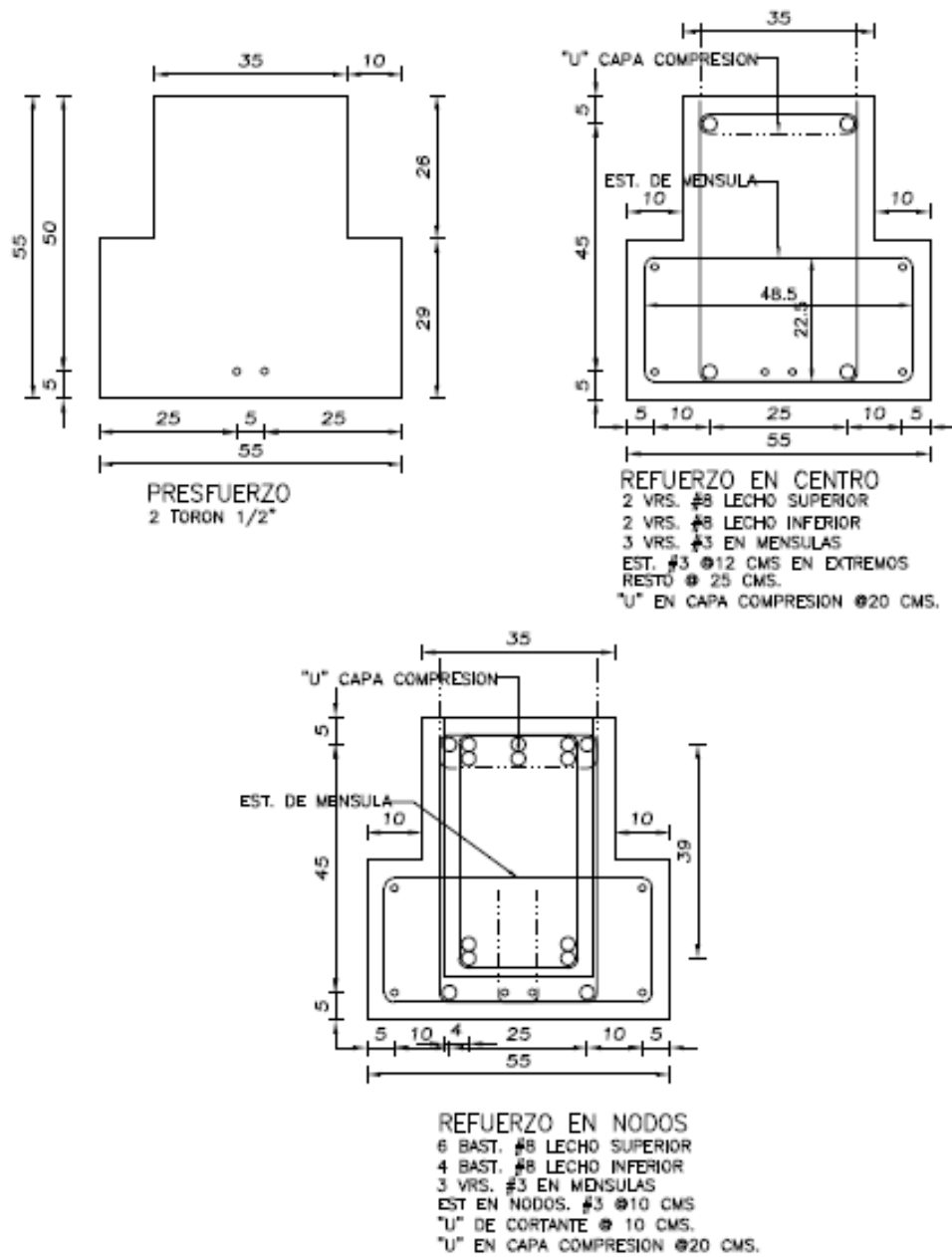


Figura 3.17 Armado de trabe portante central para prototipo base fija

Tabla 3.9 Resumen de cantidades de los principales materiales utilizados en el diseño del prototipo con base fija

EDIFICIO BASE FUA				ACERO	PESO TOTAL	PESO TOTAL	PESO TOTAL	CONCRETO	PESO TOTAL	PESO TOTAL	PESO TOTAL
SOTANO	ELEMENTO	UNIDAD	CANTIDAD	kg/UNIDAD	1 NIV (t)	4 NIV (t)	6 NIV (t)	m ³ /UNIDAD	1 NIV(m ³)	4 NIV(m ³)	6 NIV(m ³)
		Z1	PZA	4	482	1.930	-	-	3.679	14.716	-
	Z2	PZA	12	453	5.437	-	-	2.930	35.160	-	-
	C1	PZA	4	539	2.156	-	-	1.310	5.240	-	-
	C2	PZA	12	352	4.219	-	-	1.310	15.720	-	-
	CT	ML	136.72	25	3.365	-	-	0.300	41.016	-	-
				Σ	17.107	-	-	Σ	111.852	-	-
SUPERESTRUCTURA	C1	PZA	4	539	2.156	-	-	1.200	4.800	-	-
	C2	PZA	12	352	4.219	-	-	1.200	14.400	-	-
	C3	PZA	4	222	0.887	3.548	-	1.200	4.800	24.000	-
	C4	PZA	12	154	1.842	7.368	-	1.200	14.400	72.000	-
	TR	EJE	4	692	2.769	-	16.614	3.610	14.440	-	86.64
	TP1	EJE	2	974	1.948	-	11.690	3.830	7.660	-	45.96
	TP2	EJE	2	993	1.985	-	11.910	3.830	7.660	-	45.96
	FIRME	PZA	1	545	0.545	-	3.267	22.380	22.380	-	134.28
					Σ	60.773			Σ	428.040	
TOTALES					Σ	77.880			Σ	539.892	

3.2 Versión aislada

Se realizó una segunda propuesta para el diseño del edificio, la cual consideró el uso de un sistema de aisladores elastoméricos circulares con alto amortiguamiento.

Se supuso que los elementos estructurales de la cimentación y las columnas del nivel de sótano se cuegan en sitio, y que las vigas y columnas que conforman la superestructura son prefabricadas y ensambladas en sitio mediante conexiones húmedas (Rodríguez et al. 2013). El sistema de piso también se prefabrica y consta de losas alveolares extruidas sobre las cuales se cuega un firme de integración en sitio. Adicionalmente el edificio está rigidizado con diagonales fabricadas con perfiles metálicos.

3.2.1 Diseño global

De acuerdo a lo descrito en el capítulo anterior, el diseño global del sistema aislado implica los siguientes pasos:

1. Se establece el umbral de aceleración permisible para proteger los contenidos:

$$A_c = 200 \text{ cm/s}^2$$

2. Se establece la aceleración máxima de entrepiso (ecuación 2.4):

$$A_e = \frac{200 \text{ cm/s}^2}{1.7} \approx 118 \text{ cm/s}^2$$

3. Se estima la relación de masa $\gamma = 0.83 \left(\frac{1716t}{2069t}\right)$ y se propone una relación de periodos: $\frac{T_b}{T_s} = 8$. A partir de la información proporcionada por el fabricante, se define un porcentaje de amortiguamiento crítico para el sistema de aislamiento $\zeta_b = 0.1$.

4. Se establece un valor para la relación de aceleraciones R_n (ecuación 2.5 y tabla 2.1):

$$R_n = \frac{A_e}{A_b} = 0.97 \cdot e^{\left(\frac{0.68}{8+0.38}\right)} = 0.97 \times 1.08 = 1.05$$

5. Se obtiene la máxima aceleración permitida en el nivel de aislamiento (ecuación 2.6):

$$A_b = \frac{118 \text{ cm/s}^2}{1.05} = 112.4 \text{ cm/s}^2 \approx 110 \text{ cm/s}^2$$

6. Se establece el periodo del sistema de aislamiento a partir del valor de A_b y un espectro de diseño elástico para ζ_b (en este caso, 10% de amortiguamiento crítico):

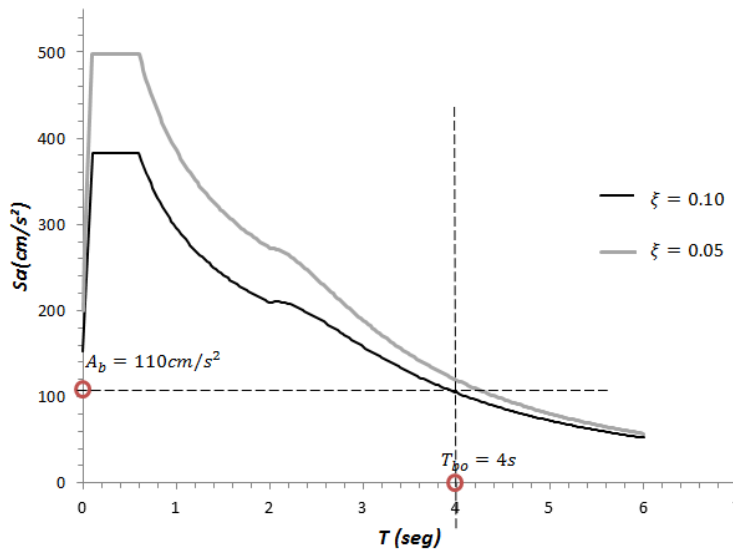


Figura 3.18 Espectro de diseño de pseudo aceleraciones para la ciudad de Oaxaca MOC 2008

Para el caso particular del edificio de 5 pisos, la figura 3.18 arroja un T_b de 4s.

7. Una vez que se tiene el valor de T_b , se estima el valor de T_s , el cual resulta igual a $0.5s$ ($\frac{4s}{8}$). Como ambos valores de periodo dan lugar a un diseño razonable, no se requiere iterar.

En términos de la súper-estructura, se hizo un diseño gravitacional preliminar para los marcos prefabricados (la demanda por sismo es tan pequeña para este caso que no se requiere de la consideración del sismo para el diseño de los marcos). Una vez que se tuvo el diseño de los marcos, se añadieron diagonales de acero de tamaño tal que el valor de T_s estuviera cercano los 0.5s (figura 3.19).

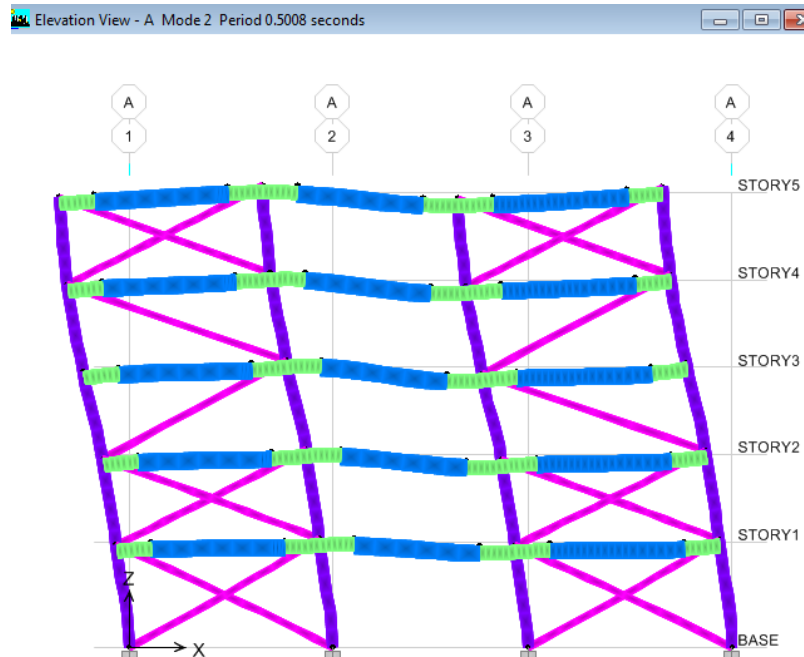


Figura 3.19 Periodo fundamental de la estructura con base fija en la dirección del análisis.

8. Finalmente en lo que se refiere al diseño global, se estima la demanda de desplazamientos en el sistema de aislamiento mediante un espectro elástico de desplazamiento obtenido a partir del espectro elástico de pseudo-aceleración. Conforme a lo mostrado en la figura 3.20, se obtiene una demanda de desplazamiento de 42 cm, el cual se considera aceptable bajo la consideración de que los desplazamientos máximos prescritos por el fabricante para un sistema de aislamiento de bajo costo está cercano a los 90 cm.

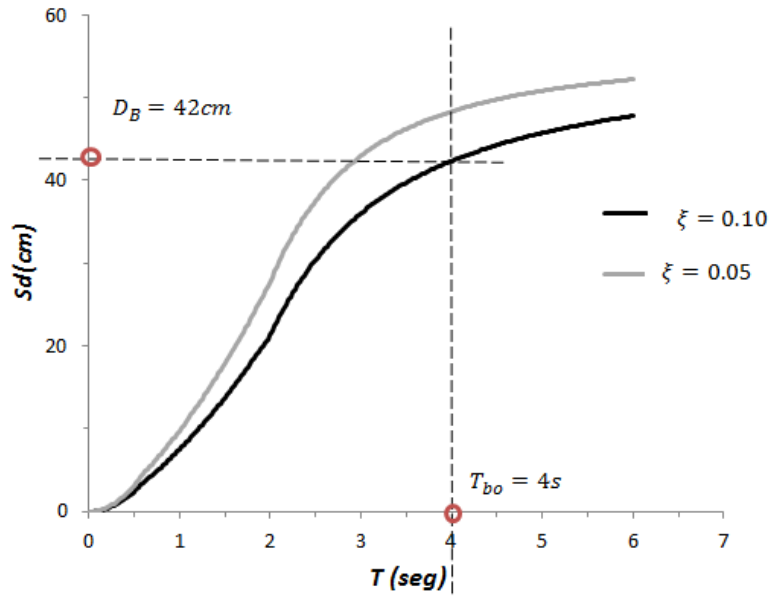


Figura 3.20 Espectro de diseño de desplazamientos para la ciudad de Oaxaca MOC 2008

3.2.2 Diseño Local

De acuerdo con lo discutido en el Capítulo 2, el diseño local implica lo siguiente:

1. Se establece la carga axial de diseño P para los diferentes tipos de aisladores, y el peso total de la estructura W_e .

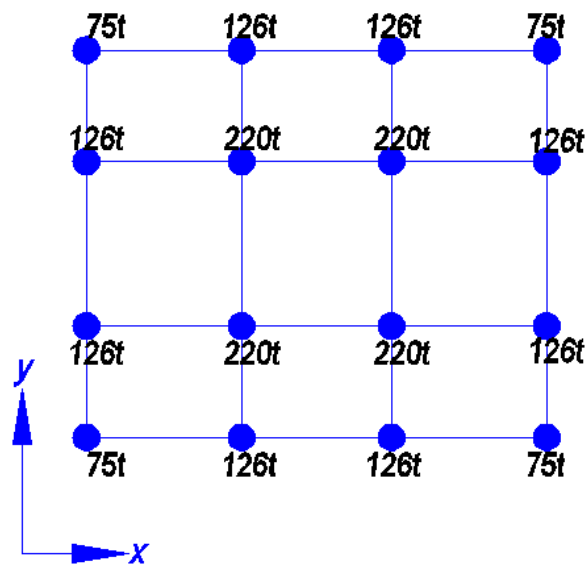


Figura 3.21 Magnitud de las cargas axiales que bajan a cada columna de la planta baja

De acuerdo con la información resumida la figura 3.21, se definen las dos cargas de diseño resumidas en la tabla 3.13.

Tabla 3.10 Cargas de diseño para aisladores de caucho de alto amortiguamiento

Tipo de aislador	Posición en planta	Carga axial de diseño $P_i(t)$
A	interno	220
B	externo	126

2. Bajo la consideración del periodo objetivo para el sistema de aislamiento ($T_b = 4s$) y su desplazamiento de diseño ($D_B = 42cm$), se establece la rigidez lateral global de diseño para el sistema de aislamiento (ecuación 2.7):

$$K_{LTD} = \frac{W_e}{g} \left(\frac{2\pi}{T_{bo}} \right)^2$$

$$K_{LTD} = \frac{2068770kg}{981 \text{ cm/s}^2} \left(\frac{2\pi}{4s} \right)^2 = 5203.330 \text{ kg/cm}$$

3. Se establece el valor inicial de la rigidez lateral de los aisladores (ecuación 2.9):

Para el aislador A:

$$K_{LA}^* = \frac{220000kg}{981 \text{ cm/s}^2} \left(\frac{2\pi}{4s} \right)^2 = 553.3417 \text{ kg/cm}$$

Para el aislador B:

$$K_{LB}^* = \frac{126000kg}{981 \text{ cm/s}^2} \left(\frac{2\pi}{4s} \right)^2 = 316.913 \text{ kg/cm}$$

Y una estimación inicial para la rigidez lateral del sistema de aislamiento (ecuación 2.8):

$$K_{LT} = 4 \times 553.3417 \text{ kg/cm} + 12 \times 316.913 \text{ kg/cm} = 6016.3337 \text{ kg/cm}$$

4. Se corrige la rigidez lateral de los aisladores (ecuaciones 2.10 y 2.11):

$$\kappa = \frac{5203.330 \text{ kg/cm}}{6016.3337 \text{ kg/cm}} = 0.8648$$

$$K_{LA} = 0.8648 \times 553.3417 \text{ kg/cm} = 478.567 \text{ kg/cm}$$

$$K_{LB} = 0.8648 \times 316.913 \text{ kg/cm} = 274.089 \text{ kg/cm}$$

5. Se establecen las propiedades básicas del caucho. Para ello se considera una deformación a corte de diseño (γ) de 120%:

$$G_A = 8 \text{ kg/cm}^2 \text{ caucho con dureza shore-60 normal}$$

$$G_B = 4 \text{ kg/cm}^2 \text{ caucho con dureza shore-60 suave}$$

6. La altura del caucho queda dada por (ecuación 2.12):

$$t_r = \frac{D_B}{\gamma} = 42 \text{ cm} / 1.2 = 35 \text{ cm}$$

7. Se establecen el área y diámetro de los aisladores (ecuaciones 2.13 y 2.14):

$$A_A = \frac{K_{LA} t_r}{G_A} = \frac{478.567 \text{ kg/cm} \times 35 \text{ cm}}{8 \text{ kg/cm}^2} = 2093.733 \text{ cm}^2$$

$$A_B = \frac{K_{LB} t_r}{G_B} = \frac{274.089 \text{ kg/cm} \times 35 \text{ cm}}{4 \text{ kg/cm}^2} = 2398.276 \text{ cm}^2$$

$$d_A = \sqrt{\frac{4A_A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 2093.733 \text{ cm}^2}{\pi}} = 55.25 \text{ cm}$$

$$d_B = \sqrt{\frac{4A_B}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 2398.276 \text{ cm}^2}{\pi}} = 51.63 \text{ cm}$$

8. Se ajustan las dimensiones de los aisladores:

$$d = 55 \text{ cm}$$

$$A = 2375.83 \text{ cm}^2$$

9. Se revisan las presiones de contacto:

$$\sigma_{bA} = \frac{P_A}{A} = \frac{220000 \text{ kg}}{2375.83 \text{ cm}^2} = 92.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bB} = \frac{P_B}{A} = \frac{126000 \text{ kg}}{2375.83 \text{ cm}^2} = 53 \text{ kg/cm}^2$$

En el caso bajo consideración, las presiones de contacto son aceptables.

10. Se actualiza la rigidez lateral de los aisladores y se verifica la rigidez lateral del sistema de aislamiento.

$$K_{LA} = \frac{G_{AA}}{t_r} = \frac{8 \text{ kg/cm}^2 \times 2375.83 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm}} = 543.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \approx 478.567 \text{ kg/cm}$$

$$K_{LB} = \frac{G_{BA}}{t_r} = \frac{4 \text{ kg/cm}^2 \times 2375.83 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm}} = 271.52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \approx 274.089 \text{ kg/cm}$$

$$K_L = 4 \times 543.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} + 12 \times 274.089 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} = 5430.467 \text{ kg/cm}$$

11. Se actualiza el valor de T_b y se revisa que se aproxime a su valor de diseño (ecuaciones 2.15 y 2.16):

$$\omega_b = \sqrt{\frac{5430.467 \text{ kg/cm}}{\frac{2068770 \text{ kg}}{981 \text{ cm/s}^2}}} = 1.60 \frac{1}{\text{s}}$$

$$T_b = \frac{2\pi}{\omega_b} = \frac{2\pi}{1.73 \frac{1}{\text{s}}} = 3.9 \text{ s} \approx 4 \text{ s}$$

12. Se estima el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento ξ_b . No se requiere usar la ecuación 2.17 ya que el porcentaje de amortiguamiento crítico para todos los aisladores es 10%: $\xi_b = 0.10$.

El diseño final y detallado de los aisladores implica, según lo discutido en el capítulo anterior, los siguientes pasos:

13. Obtención del desplazamiento amplificado por efectos de torsión. Conforme a lo mostrado en la figura 3.23, para el edificio bajo consideración, $e = 0.05b = 103.35 \text{ cm}$.

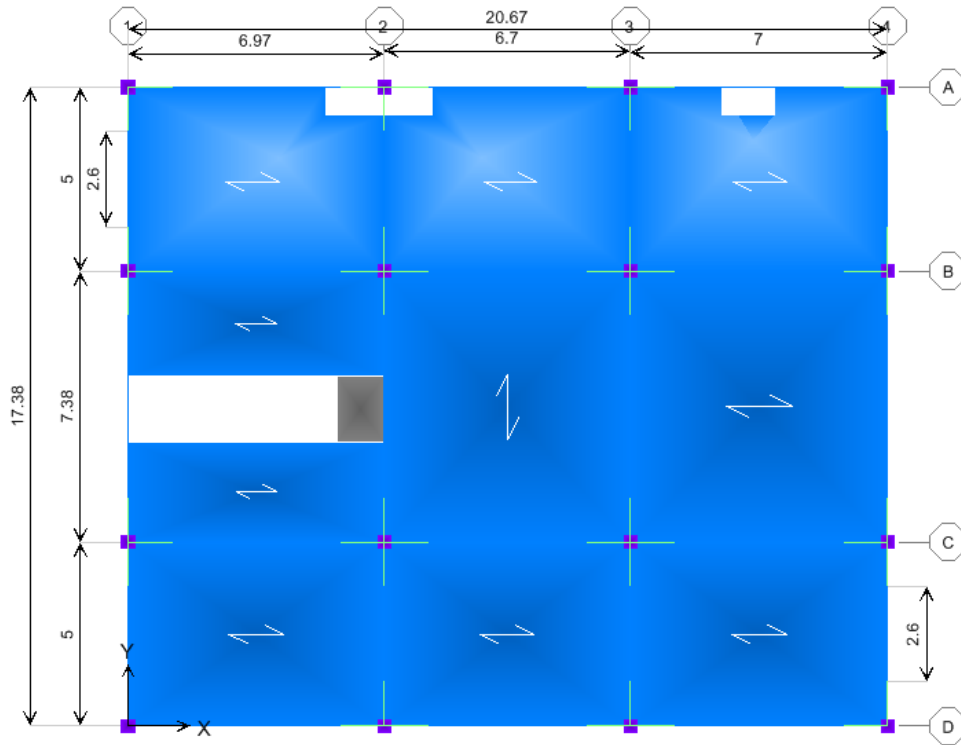


Figura 3.22 Dimensiones en planta del prototipo analizado

Con la ecuación 2.18:

$$D_{BT} = D_B \left(1 + Y \frac{12e}{b^2 + a^2} \right) = 42\text{cm} \left(1 + 1783\text{cm} \frac{12 \times 103.35\text{cm}}{(1738\text{cm})^2 + (2067\text{cm})^2} \right)$$

$$D_{BT} = 54.40\text{cm}$$

Con las ecuaciones 2.19 a 2.22:

$$K_{\theta} = \sum_{i=1}^n K_{Li}(x_i^2 + y_i^2) = 4,772,068,756.86 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_T = K_L D_{Be} = 5430.467 \text{ kg/cm} \times 42\text{cm} \times 103.35\text{cm} = 23572029.41 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\theta = \frac{M_T}{K_{\theta}} = 0.004940$$

Tabla 3.11 Cálculo de rigidez torsional

Tipo de Aislador	Posición		x ²	y ²	KH	K Θ (kg-cm)	
	No	x					y
B	1	-10.34	-8.69	1069156	755161	271.52	495344690.78
B	2	-3.35	-8.69	112225	755161	271.52	235515565.53
B	3	3.35	-8.69	112225	755161	271.52	235515565.53
B	4	10.34	8.69	1069156	755161	271.52	495344690.78
B	5	-10.34	-3.69	1069156	136161	271.52	327271727.80
A	6	-3.35	-3.69	112225	136161	543.05	134885205.11
A	7	3.35	-3.69	112225	136161	543.05	134885205.11
B	8	10.34	-3.69	1069156	136161	271.52	327271727.80
B	9	-10.34	3.69	1069156	136161	271.52	327271727.80
A	10	-3.35	3.69	112225	136161	543.05	134885205.11
A	11	3.35	3.69	112225	136161	543.05	134885205.11
B	12	10.34	3.69	1069156	136161	271.52	327271727.80
B	13	-10.34	8.69	1069156	755161	271.52	495344690.78
B	14	-3.35	8.69	112225	755161	271.52	235515565.53
B	15	3.35	8.69	112225	755161	271.52	235515565.53
B	16	10.34	8.69	1069156	755161	271.52	495344690.78
Σ							\$ 4,772,068,756.86

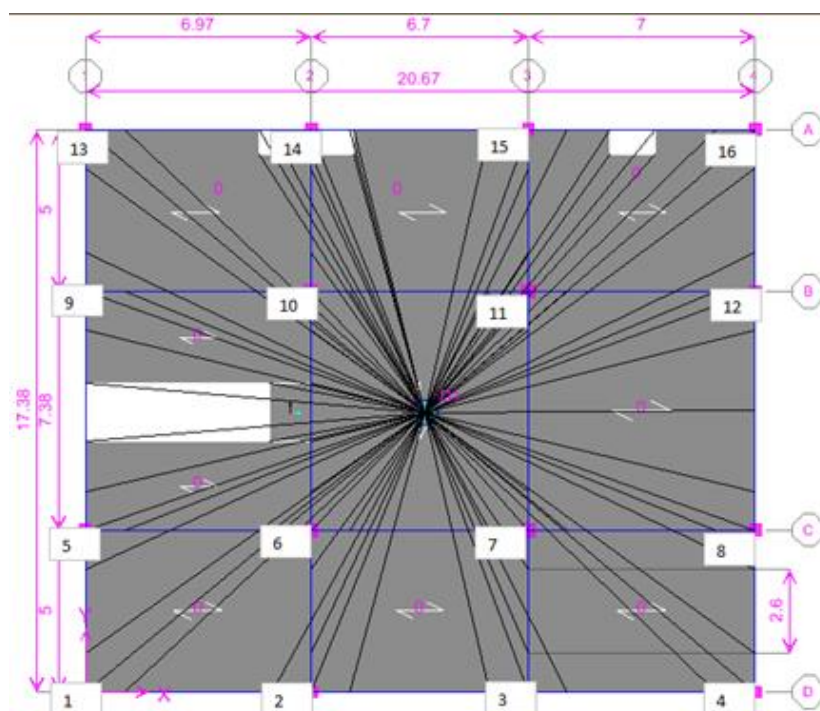


Figura 3.23 Localización de aisladores en planta para cálculo de la rigidez torsional en planta

$$D_{BT} = D_B \pm \theta Y$$

$$D_{BT} = 42\text{cm} \pm 0.004940 \times 1738\text{cm}$$

$$D_{BT\text{máx}} = 42\text{cm} + 0.004940 \times 1738\text{cm} = 50.6\text{cm}$$

$$D_{BT\text{mín}} = 42\text{cm} - 0.004940 \times 1738\text{cm} = 33.4\text{cm}$$

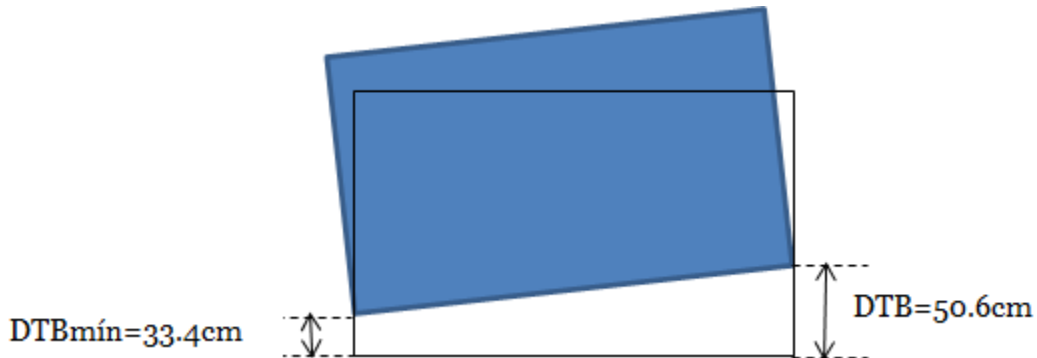


Figura 3.24 Desplazamientos aumentados por efecto de torsión accidental

Una vez que se estima D_{BT} , pueden estimarse la deformación máxima a corte:

$$\gamma_{\text{máx}} = \frac{D_{BT\text{máx}}}{t_r} \geq 1.1 \frac{D_B}{t_r}$$

$$\gamma_{\text{máx}} = 169\% \geq 154\%$$

La cual no debe exceder la deformación asociada a la falla del aislador:

$$\gamma_{\text{máx}} < 180\%$$

14. Se establece el factor de forma de los aisladores (ecuaciones 2.23 y 2.24):

$$f_V = 10\text{Hz (se supone inicialmente)}$$

$$f_H = \frac{1}{4s} = 0.25\text{Hz}$$

$$S = \frac{f_V}{\sqrt{6}f_H} = \frac{10\text{Hz}}{\sqrt{6} \times 0.25\text{Hz}} \approx 15.7$$

El factor de forma es grande, de tal manera que hay que considerar la compresibilidad del hule para los siguientes cálculos.

Para el cálculo de la frecuencia vertical del sistema de aislamiento, es necesario considerar la información resumida en la figura 3.26 y la tabla 3.12.

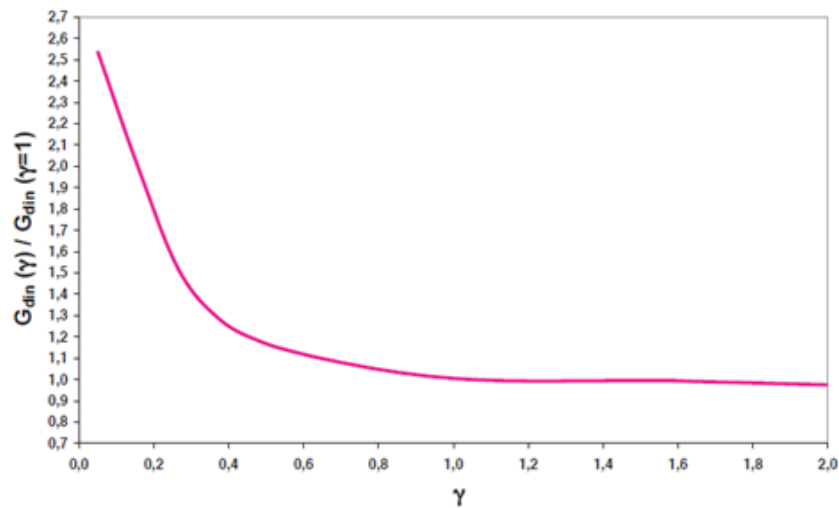


Figura 3.25 Variación del módulo de cortante dinámico G_{din} efectivo en función de la deformación a cortante FIP industrial (Italia).

Tabla 3.12 Principales características del caucho para determinación de G_{din} a bajos niveles de deformación a cortante FIP industrial (Italia).

CARACTERISTICAS	COMPUESTO DEL CAUCHO		
	SUAVE(S)	NORMAL(N)	DURO(H)
Dureza(Shore A)	40	60	75
Módulo de cortante dinámico G_{din} a $\gamma=1(\text{kg}/\text{cm}^2)$	4	8	14
Coefficiente de amortiguamiento viscoso ξ a $\gamma=1(\text{kg}/\text{cm}^2)$	10–15	10–15	10–15

Para el aislador tipo A, la figura 3.26 ofrece un cociente $\frac{G_A(\gamma=40\%)}{G_A(\gamma=100\%)} = 1.25$ para una deformación a cortante γ de 40%, de tal manera que el módulo de cortante para $\gamma = 40\%$ resulta ser:

$$G_A(\gamma = 100\%) = 8 \text{ kg/cm}^2 \text{ (ver tabla 3.12)}$$

$$G_A(\gamma = 40\%) = 10 \text{ kg/cm}^2$$

De la ecuación 2.26:

$$E'_{cA} = 6G_A S^2 = 6 \times 10 \text{ kg/cm}^2 \times 15.7^2 = 14792.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 20,000 \text{ kg/cm}^2$$

De la ecuación 2.25:

$$E_{cA} = \frac{E'_{cA} K}{E'_{cA} + K} = \frac{14792.90 \text{ kg/cm}^2 \times 20,000 \text{ kg/cm}^2}{14792.90 \text{ kg/cm}^2 + 20,000 \text{ kg/cm}^2} = 8503 \text{ kg/cm}^2$$

Una vez obtenido el valor de E_c , se estima el valor de la deformación unitaria (ecuación 2.27):

$$\varepsilon_{cA} = \frac{P_A}{E_{cA} A} = \frac{220,000 \text{ kg}}{8503 \text{ kg/cm}^2 \times 2375.83 \text{ cm}^2} = 0.010889$$

Y con ella se establece la deformación media a corte en el aislador (ecuación 2.28):

$$\gamma_{mediaA} = \sqrt{6} S \varepsilon_{cA} = \sqrt{6} \times 15.7 \times 0.010889 \times 100 = 42\%$$

Si la deformación media a corte se asemeja a la considerada inicialmente, el proceso converge:

$$\gamma_{mediaA} \approx \gamma(40\%)$$

Y se puede obtener la rigidez vertical del aislador (ecuación 2.29)

$$K_{VA} = \frac{E_{cAA}}{t_r} = \frac{8503 \text{ kg/cm}^2 \times 2375.83 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm}} = 577218 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Se aplica el mismo procedimiento para establecer la rigidez vertical de los aisladores tipo B:

$$G_A(\gamma = 100\%) = 4 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_B(\gamma = 35\%) = 5.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$E'_{cB} = 6G_B S^2 = 6 \times 5.4 \text{ kg/cm}^2 \times 15.7^2 = 7988 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 20,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{cB} = \frac{E'_{cB} K}{E'_{cB} + K} = \frac{7988 \text{ kg/cm}^2 \times 20,000 \text{ kg/cm}^2}{7988 \text{ kg/cm}^2 + 20,000 \text{ kg/cm}^2} = 5708 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{cB} = \frac{P_B}{E_{cB} A} = \frac{126,000 \text{ kg}}{5708 \text{ kg/cm}^2 \times 2375.83 \text{ cm}^2} = 0.009290$$

$$\gamma_{mediaB} = \sqrt{6} S \varepsilon_{cB} = \sqrt{6} \times 15.7 \times 0.00929079 \times 100 = 36\%$$

$$\gamma_{mediaB} \approx \gamma(35\%)$$

$$K_{VB} = \frac{E_{cB} A}{t_{ro}} = \frac{5708 \text{ kg/cm}^2 \times 2375.83 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm}} = 387480.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Una vez que se establece la rigidez vertical de los diferentes aisladores, es posible establecer la frecuencia vertical para el sistema de aislamiento con las ecuaciones 2.30 a 2.32.

$$K_V = \sum_{i=1}^n K_{Vi} = 4 \times 577218 \frac{kg}{cm} + 12 \times 387480.5 \frac{kg}{cm} = 6,958,638 \frac{kg}{cm}$$

$$\omega_V = \sqrt{\frac{K_V}{W_e/g}} = \sqrt{\frac{6,958,638 \frac{kg}{cm}}{\frac{2068770kg}{981 \frac{cm}{s^2}}}} = 53.421Hz$$

$$f_V = 53.421Hz / 2\pi \approx 9Hz$$

Dado que la frecuencia vertical estimada se asemeja a la considerada inicialmente (10Hz), se considera que el proceso converge.

15. Se determina el espesor de las capas de caucho (ecuación 2.33):

$$t = \frac{r}{2S} = \frac{55cm \times 0.5}{2 \times 15.7} = 0.88cm \approx 5/16''$$

Y se estima el número total de capas de caucho (ecuación 2.34):

$$n = \frac{t_r}{t} = \frac{35cm}{0.80cm} = 43.75capas \approx 40$$

Y la altura total de los aisladores:

$$h = 40 \times 0.80cm + (40 - 1)0.31cm + 2 \times 2.54cm = 50cm$$

16. Revisión por pandeo (ecuaciones 2.38):

Para el aislador tipo A

$$S = \frac{R}{2t} = \frac{27.5cm}{2 \times 0.80cm} = 17.18$$

$$I = \frac{\pi R^4}{4} = \frac{\pi 27.5^4}{4} = 449180cm^4$$

$$G_A(\gamma = 20\%) = 14.56 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E'_{cA} = 6G_A S^2 = 6 \times 14.56 \frac{kg}{cm^2} \times 17.19^2 = 25807 \frac{kg}{cm^2}$$

$$K = 20,000 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_{cA} = \frac{E'_{cA} K}{E'_{cA} + K} = \frac{25807 \frac{kg}{cm^2} \times 20,000 \frac{kg}{cm^2}}{25807 \frac{kg}{cm^2} + 20,000 \frac{kg}{cm^2}} = 11268 \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_{CRA} = \frac{\pi}{t_r} \sqrt{G_A A \frac{E_{cA} I}{3}} =$$

$$P_{CRA} = \frac{\pi}{35cm} \sqrt{14.56 \frac{kg}{cm^2} \times 2375.83cm^2 \frac{11268 \frac{kg}{cm^2} \times 449180cm^4}{3}}$$

$$P_{CRA} = 685,706kg \approx 685.7t$$

$$F.S. = \frac{P_{CRA}}{P_A} = \frac{685.7t}{220t} = 3.1$$

Para el aislador tipo B

$$I = \frac{\pi R^4}{4} = \frac{\pi 27.5^4}{4} = 449180cm^4$$

$$G_B(\gamma = 20\%) = 7.28 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E'_{cB} = 6G_B S^2 = 6 \times 7.28 \frac{kg}{cm^2} \times 17.19^2 = 12904 \frac{kg}{cm^2}$$

$$K = 20,000 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_{cB} = \frac{E'_{cB} K}{E'_{cB} + K} = \frac{12904 \frac{kg}{cm^2} \times 20,000 \frac{kg}{cm^2}}{12904 \frac{kg}{cm^2} + 20,000 \frac{kg}{cm^2}} = 7843 \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_{CRB} = \frac{\pi}{t_r} \sqrt{G_B A \frac{E_{CB} I}{3}} =$$

$$P_{CRB} = \frac{\pi}{35\text{cm}} \sqrt{7.28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 2375.83\text{cm}^2 \frac{7843 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 449180\text{cm}^4}{3}}$$

$$P_{CRB} = 361,605\text{kg} \approx 361.605\text{t}$$

$$F.S. = \frac{P_{CRA}}{P_A} = \frac{361.605\text{t}}{126\text{t}} = 2.86$$

17. Y finalmente, la revisión por rodamiento.

Para el aislador tipo A:

$$K_{LA} = 543.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$h = 45\text{cm}$$

$$D_{\text{máxA}} = \frac{d}{1 + \frac{K_{HrA} h}{P_A}} = \frac{55\text{cm}}{1 + \frac{543.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \times 52\text{cm}}{220,000\text{kg}}} = 48.74\text{cm}$$

$$\gamma_{\text{rod}} = \frac{48.74\text{cm}}{35\text{cm}} = 1.40 \times 100 = 140\%$$

$$\gamma_{\text{rodA}} \geq \gamma_{\text{máxA}}$$

140% \approx 169% (se revisará con el análisis dinámico).

Para el aislador tipo B:

$$K_{LB} = 271.52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$h = 45\text{cm}$$

$$D_{\text{máxB}} = \frac{d}{1 + \frac{K_{\text{HRB}}h}{P_{\text{B}}}} = \frac{55\text{cm}}{1 + \frac{271.52 \text{ kg/cm} \times 45\text{cm}}{126,000\text{kg}}} = 49.4\text{cm}$$

$$\gamma_{\text{rod}} = \frac{49.41\text{cm}}{35\text{cm}} = 1.4 \times 100 = 140\%$$

$$\gamma_{\text{rodB}} \geq \gamma_{\text{máxB}}$$

140% ≈ 169% (se revisará con el análisis dinámico).

La tabla 3.13 y la figura 3.26 presentan un resumen de las propiedades mecánicas de los aisladores y sus dimensiones y detallado.

Tabla 3.13 Resumen de propiedades del sistema de aislamiento diseñado

Tipo de aislador	K_H t/m	K_V t/m	P_i t	$G(\gamma = 100\%)$ Kg/cm ²	$\gamma_{\text{máx}}$ %
A	54.305	57721.8038	220	8	140
B	27.152	38748.04893	126	4	140

$T_b(s)$	$D_{B\text{máx}}(cm)$	$f_v(Hz)$
3.9	49	10

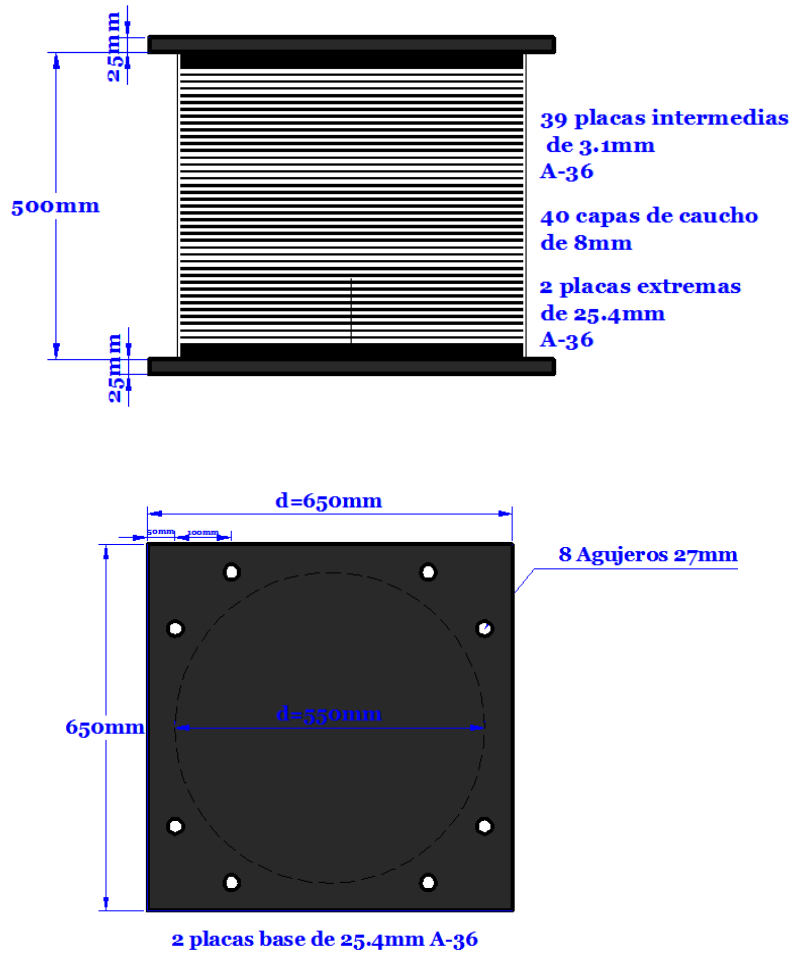


Figura 3.26 Dimensiones del aislador de caucho de alto amortiguamiento diseñado

3.2.3 Diseño de elementos de concreto en estructura con base aislada

Los criterios seguidos para el diseño de las columnas, vigas, diagonales, firme del sistema de piso y los elementos estructurales de la cimentación fueron discutidos con anterioridad en la sección 3.1.1 de este documento. Los elementos mecánicos obtenidos para el diseño se establecieron a partir de un análisis modal espectral. Las figuras 3.27 a 3.29 resumen los elementos mecánicos utilizados para el diseño.

Mientras que las figuras 3.30 a 3.35 resumen las secciones transversales, armado y detallado de los elementos estructurales del edificio de 5 pisos, la tabla 3.14 cuantifica los materiales estructurales (principalmente concreto y acero de refuerzo de los marcos prefabricados).

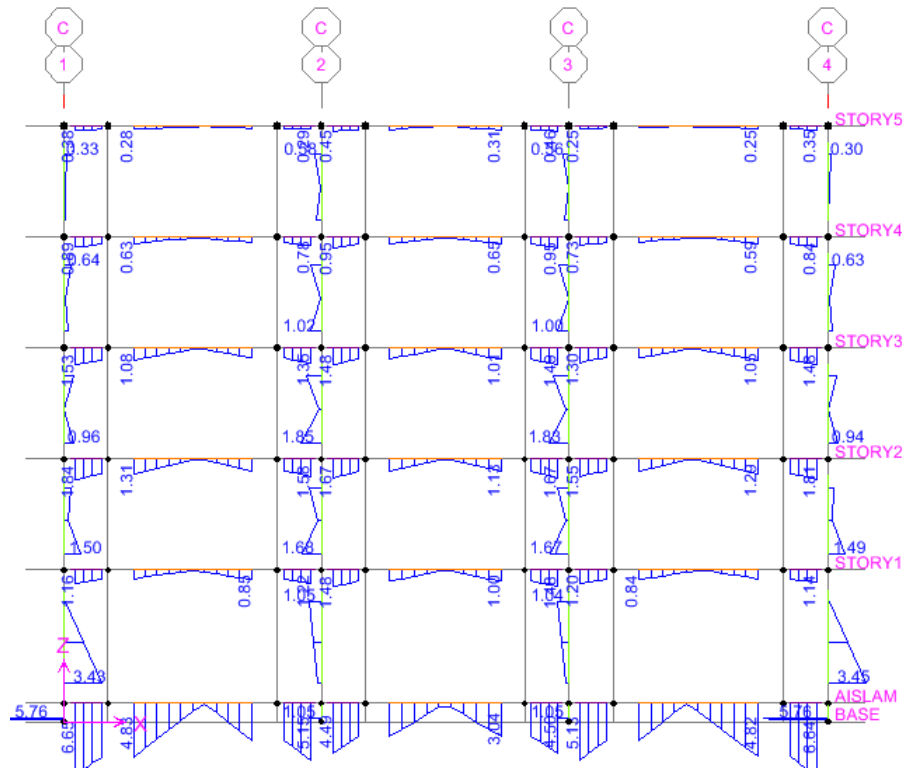


Figura 3.27 Momentos de flexión en t-m, debidos al sismo en dirección x para marco estructural aislado de base

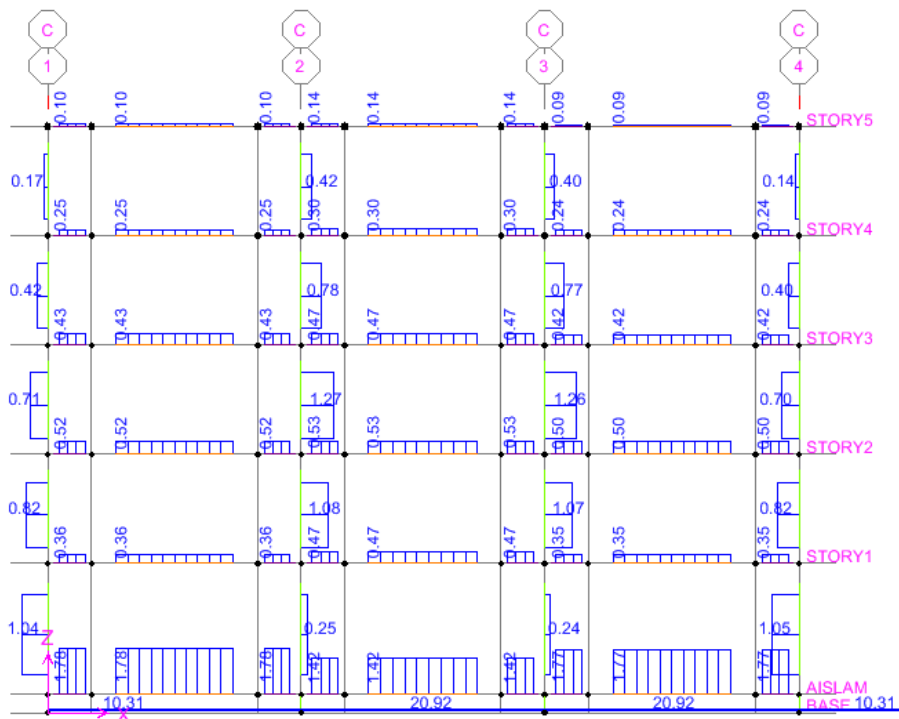


Figura 3.28 Fuerzas cortantes en t, debidas al sismo en dirección x

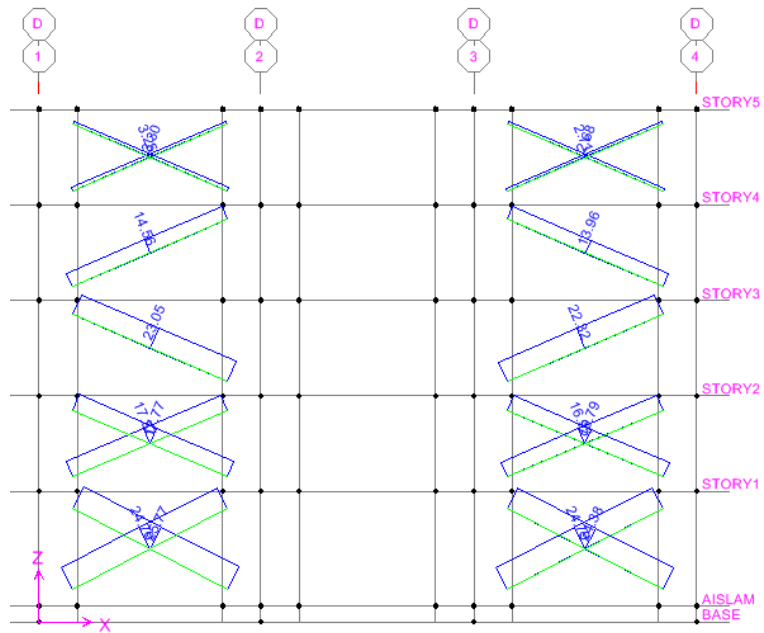


Figura 3.29 Fuerzas axiales en las diagonales del sistema rigidizante en t, $P_{mín}=24.7t$

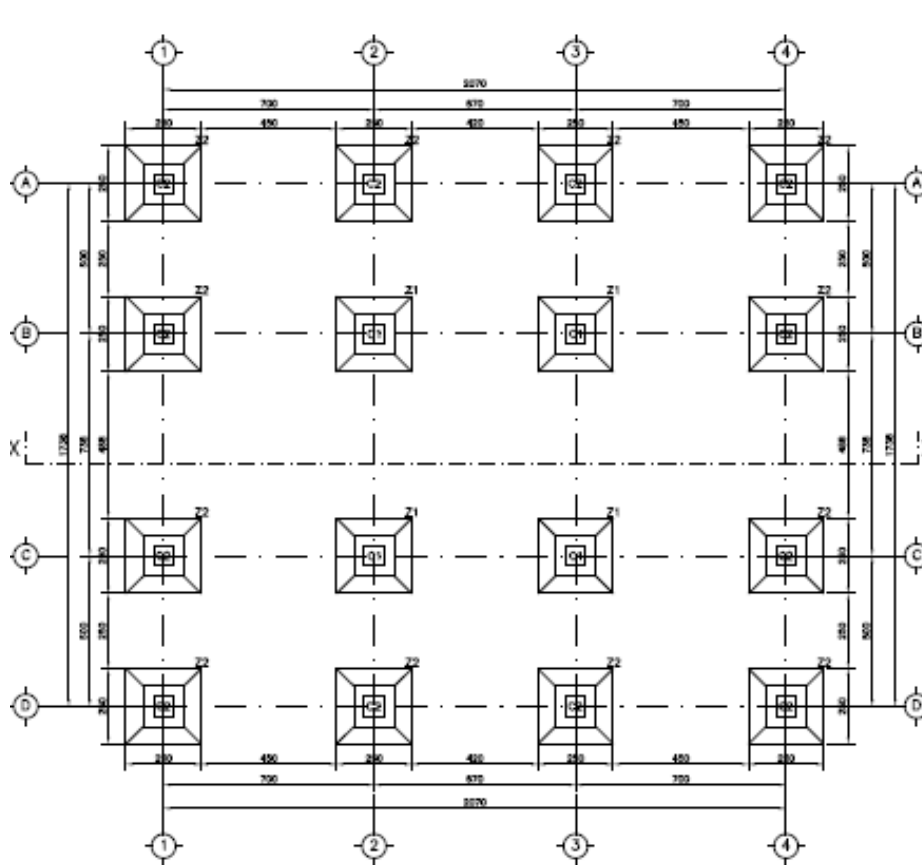


Figura 3.30 Planta de cimentación

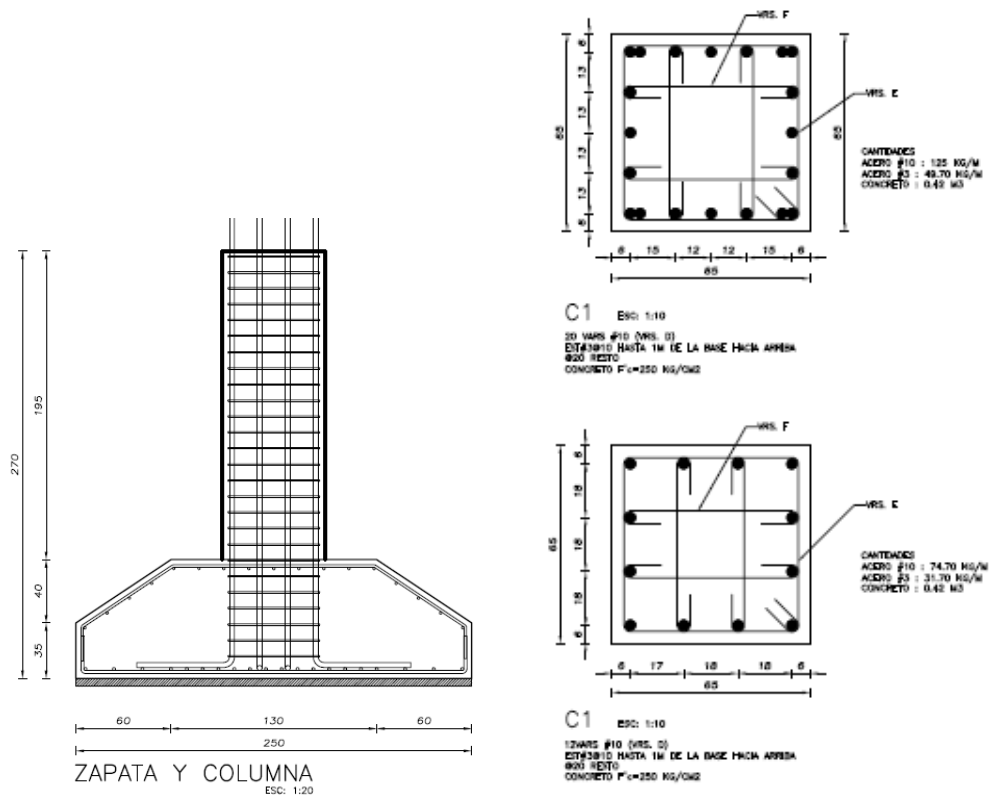
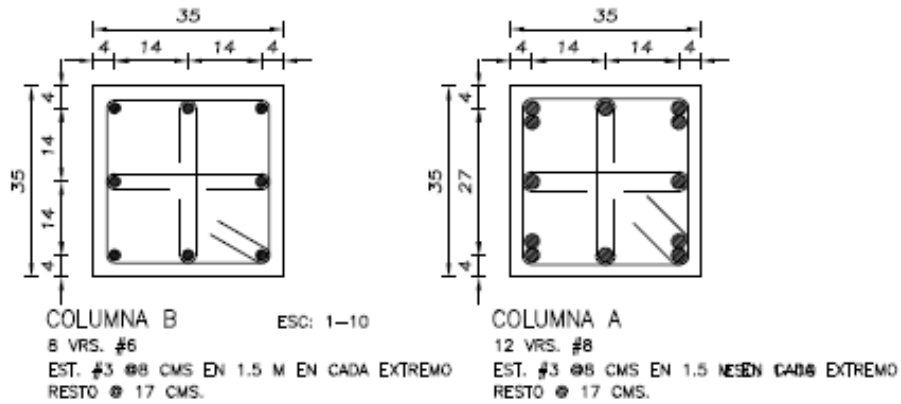


Figura 3.31 Detalle de cimentación y sección de columnas en sótano

COLUMNAS EN PLANTA BAJA



COLUMNAS EN PLANTAS 1-5

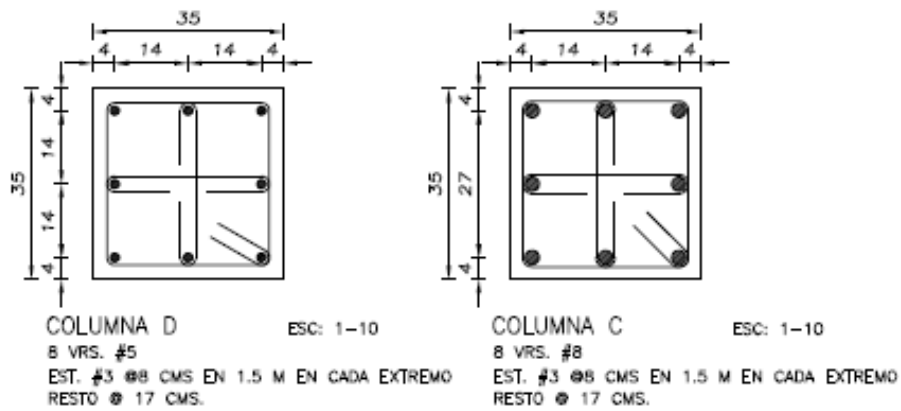


Figura 3.32 Armado de columnas prototipo aislado

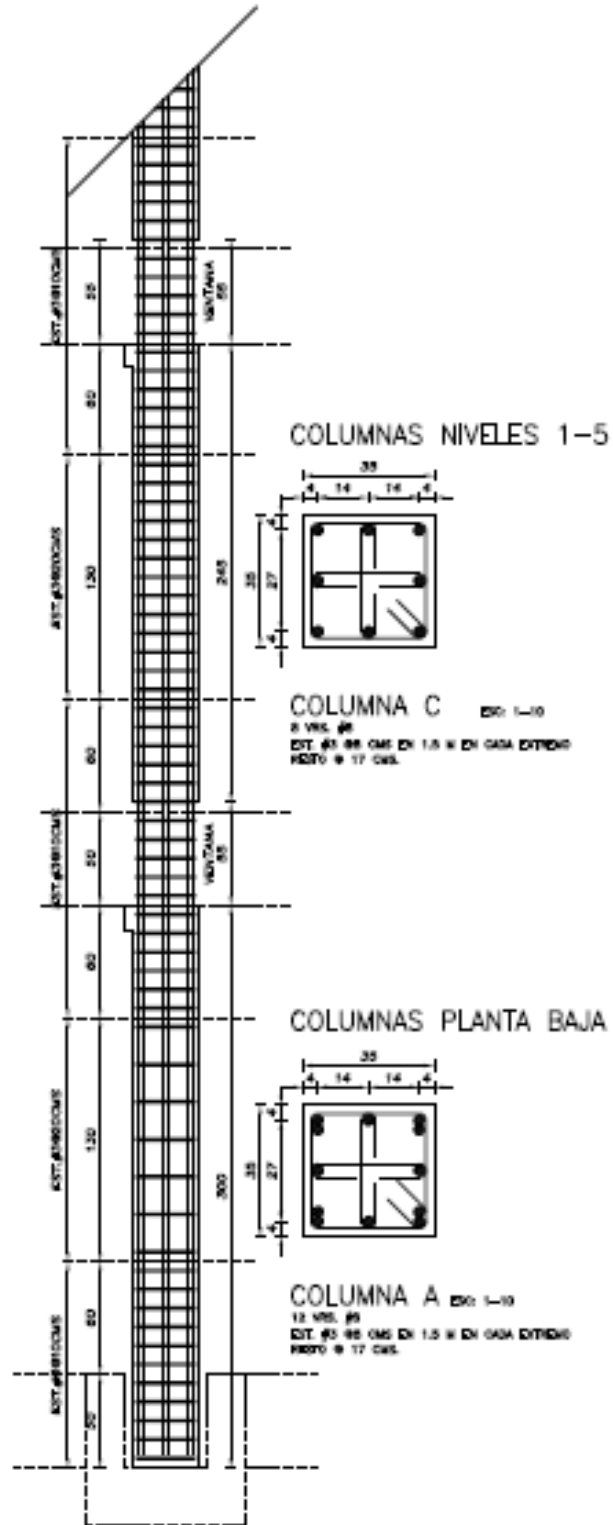
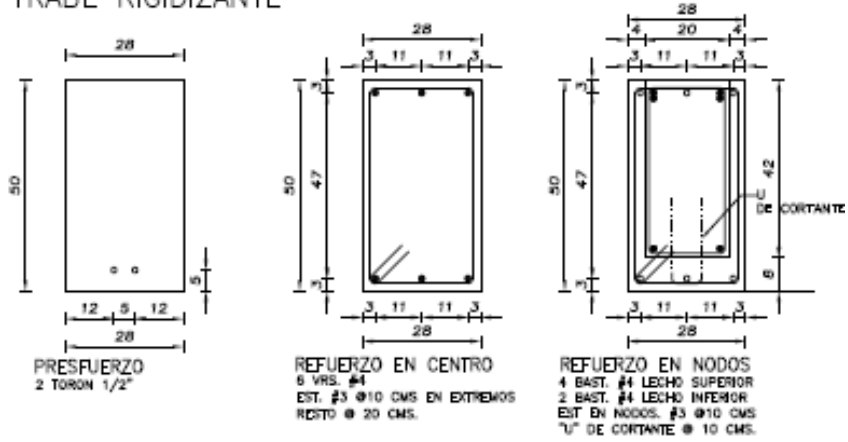


Figura 3.33 Detalle en elevación de armado de columnas en el prototipo base aislada

TRABE RIGIDIZANTE



TRABE PORTANTE 2

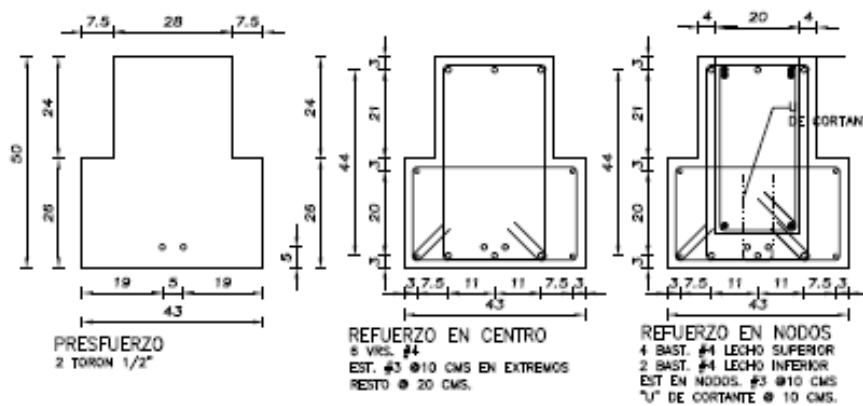


Figura 3.34 Armado de traves prototipo base aislada

TRABE PORTANTE 1

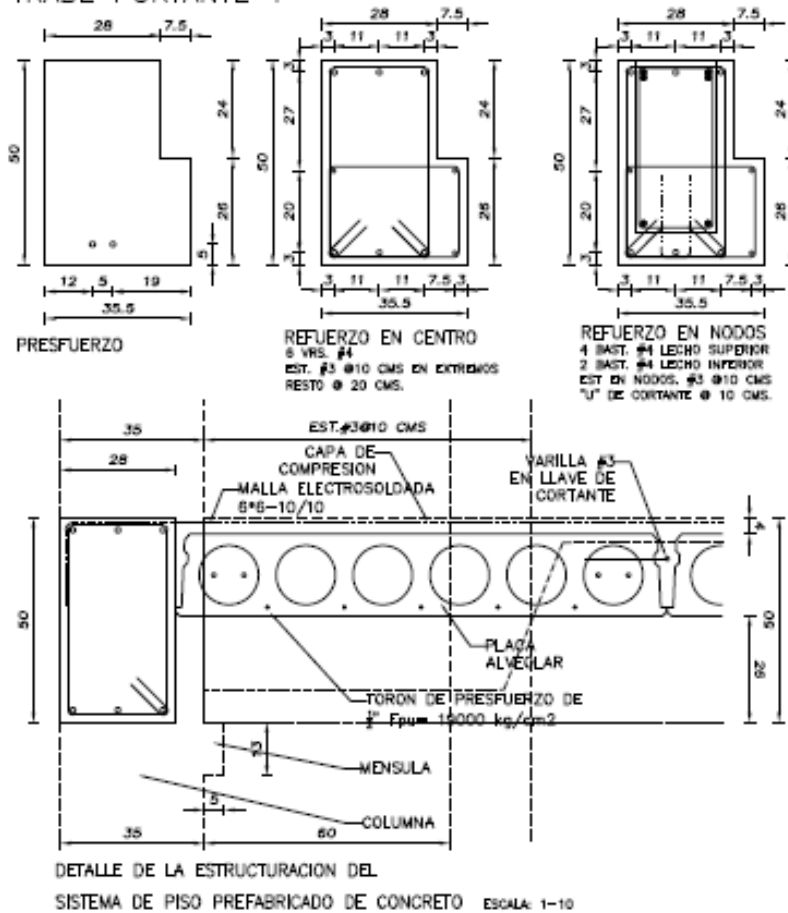


Figura 3.35 Armado de traves prototipo base aislada

Tabla 3.14 Resumen de cantidades de los principales materiales utilizados en el diseño del prototipo con base aislada

EDIFICIO CON AISLAMIENTO SISMICO				ACERO	PESO TOTAL	PESO TOTAL	PESO TOTAL	CONCRETO	PESO TOTAL	PESO TOTAL	PESO TOTAL
SOTANO	ELEMENTO	UNIDAD	CANTIDAD	kg/UNIDAD	1 NIV (t)	5 NIV (t)	6 NIV (t)	m ³ /UNIDAD	1 NIV(m ³)	5 NIV(m ³)	6 NIV(m ³)
	Z1	PZA	4	482	1.930	-	-	3.679	14.716	-	-
	Z2	PZA	12	453	5.437	-	-	2.930	35.160	-	-
	C1	PZA	4	611	2.445	-	-	0.824	3.296	-	-
	C2	PZA	12	422	5.067	-	-	0.824	9.888	-	-
				Σ	14.878	-	-	Σ	63.060	-	-
SUPERESTRUCTURA	CA	PZA	4	212	0.846	4.230	-	0.320	1.280	6.400	-
	CB	PZA	12	126	1.517	7.585	-	0.320	3.840	19.200	-
	CC	PZA	4	144	0.576	2.878	-	0.320	1.280	6.400	-
	CD	PZA	12	85	1.025	5.124	-	0.320	3.840	19.200	-
	TR	EJE	4	402	1.607	-	9.644	2.898	11.592	-	69.55
	TP1	EJE	2	439	0.878	-	5.267	2.604	5.208	-	31.25
	TP2	EJE	2	446	0.892	-	5.350	2.923	5.846	-	35.08
	FIRME	PZA	1	377	0.377	-	2.262	14.920	14.920	-	89.52
						Σ	42.339			Σ	276.596
TOTALES					Σ		57.217			Σ	339.656

3.3 Comparativa de versiones

A continuación se presentan algunos resultados en cuanto a las cantidades de material y costos asociados a ambas versiones del edificio, y se comentan las implicaciones económicas. La comparativa de volúmenes y costo no incluye las losas extraídas por tratarse de las mismas cantidades en ambas estructuras.

Debe mencionarse que el uso del sistema de aislamiento requiere de una losa adicional en la base, de modo que sería recomendable (en la medida de lo posible) habilitar un sótano para poder amortizar su costo. Dentro de este contexto, la comparación que se hace contempla la existencia de un sótano en ambas versiones del edificio.

A partir del diseño de las dos versiones del edificio, es posible observar que las demandas de resistencia en el marco estructural de la versión sobre base fija son significativamente mayores que las correspondientes a la versión sobre base aislada. Como consecuencia, el sistema estructural sobre base rígida termina con elementos estructurales con mayores dimensiones y armados más pesados, tanto en los marcos como en la cimentación. La figuras 3.36 y 3.37 muestran que para la versión sobre base fija se necesitan aproximadamente 20 toneladas más de acero de refuer-

zo y 120 m³ de concreto más para la fabricación de vigas, columnas y el firme de las losas.

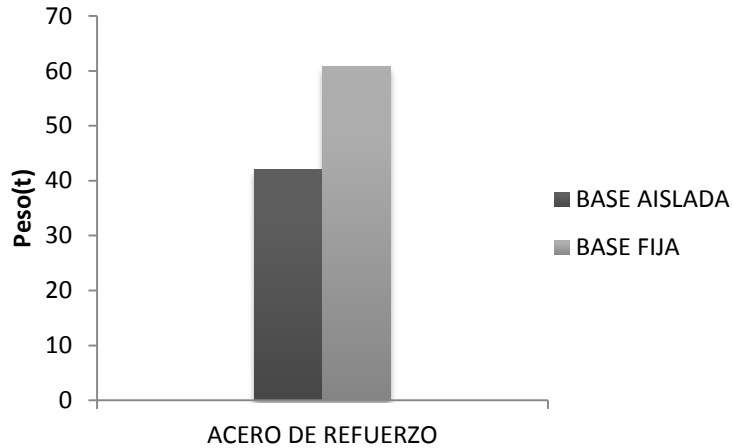


Figura 3.36 Comparativa de acero de refuerzo

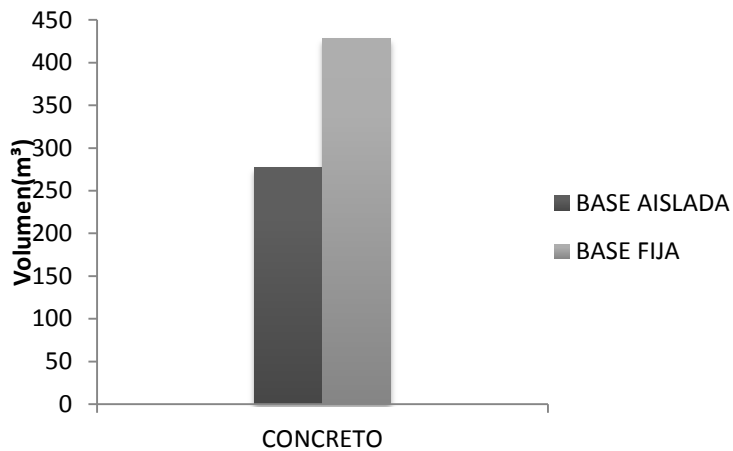


Figura 3.37 Comparativa en cantidad de concreto

En términos del peso del sistema estructural de la súper-estructura, la figura 3.38 muestra que la versión sobre base fija es 347 t más pesada que el sistema estructural de la súper-estructura aislada. La figura 3.39 muestra que la estructura aislada requiere 30% menos de refuerzo en sus vigas, columnas, firme y conexiones viga-columna, y que su volumen de concreto es 35% menor que el de su contraparte.

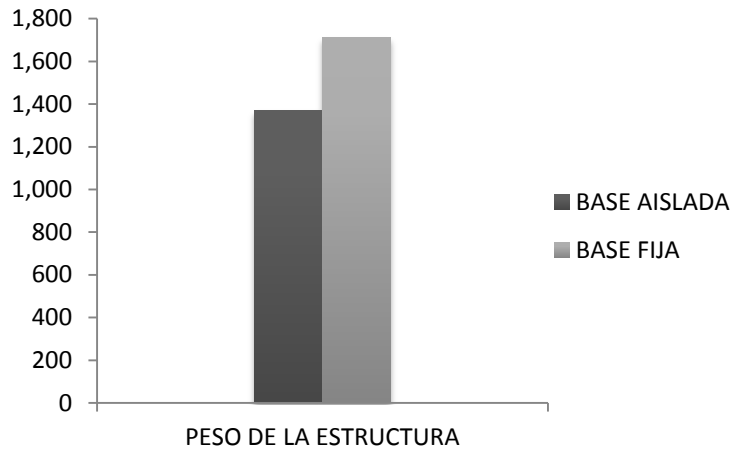


Figura 3.38 Comparativa de peso en estructuras

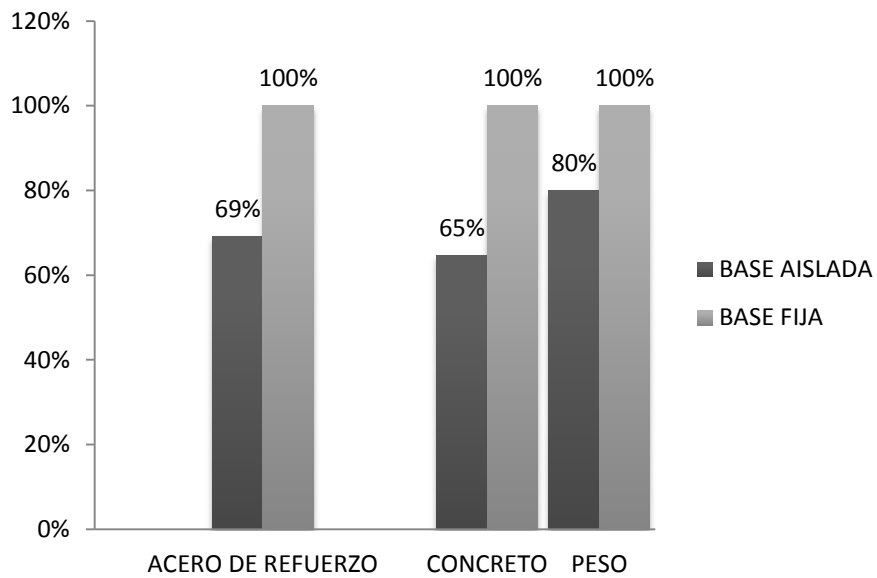


Figura 3.39 Comparativa en porcentaje para materiales y peso

Para hacer posible la comparación del costo de ambas versiones, se hicieron dos presupuestos que consideraron el costo directo de la súper-estructura y la cimentación. La figura 3.40 muestra las principales partidas para el análisis de costos del sistema de aislamiento de la versión aislada. Es importante mencionar que el costo del sistema de aislamiento incluye los gastos de las pruebas de laboratorio requeridas para confirmar la calidad de los dispositivos. También se considera la asesoría

técnica requerida durante 5 días para supervisar su instalación (este concepto se amortiza a partir de la segunda vez que se construya una estructura aislada). Otro aspecto considerado es el costo que representa la importación de los aisladores, trámite que actualmente es relativamente sencillo y para el cual existen diversas empresas con costos muy competitivos.

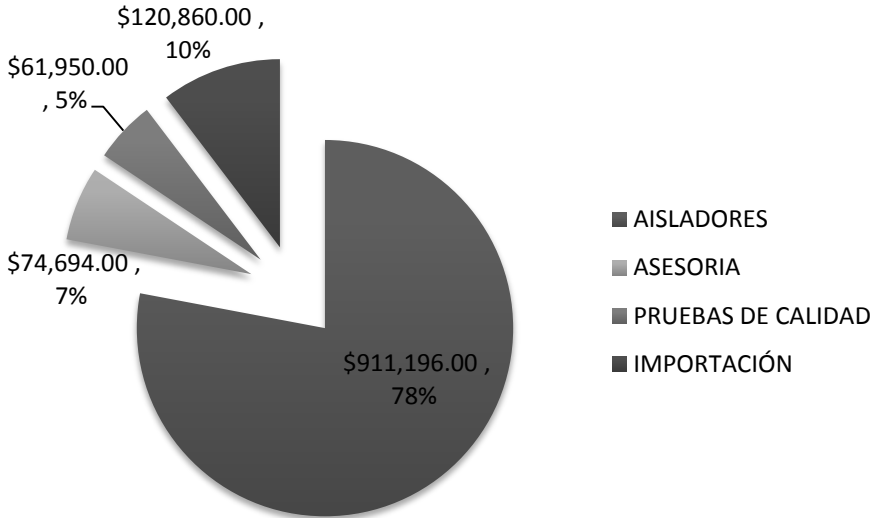


Figura 3.40 Costos del sistema de aislamiento diseñado

La figura 3.41, desglosa las partidas para el sistema estructural completo de la versión aislada, muestra que el sistema de aislamiento representa cerca de la quinta parte del costo directo. La figura 3.42 compara el porcentaje del costo directo asociado a las diferentes partidas en que se desglosa el costo de ambas versiones del edificio. Es interesante notar la gran reducción observada en el costo de los marcos cuando se aíslan los marcos prefabricados; lo anterior como consecuencia de la enorme reducción que se observa en las demandas sísmicas sobre la súper-estructura.

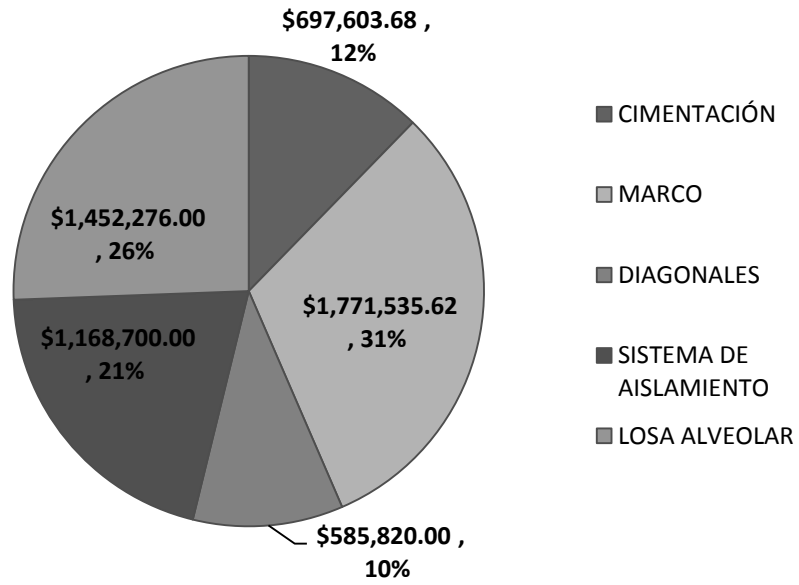


Figura 3.41 Costos directos para el sistema estructural sismo resistente del edificio con base aislada

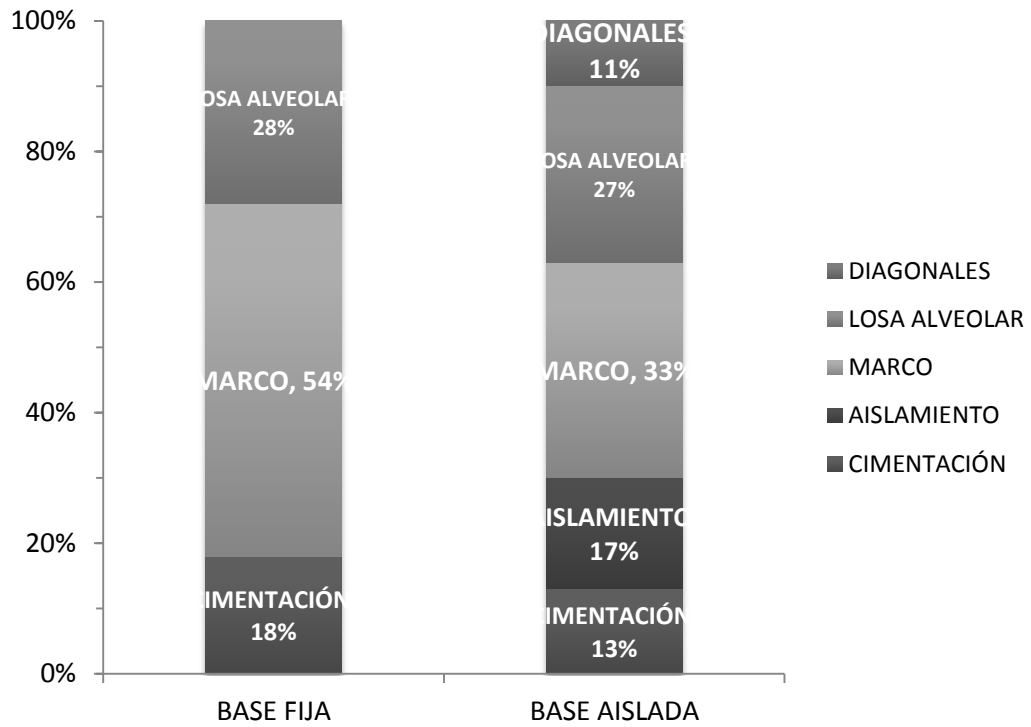


Figura 3.42 Porcentaje de participación de las principales partidas en ambas estructuras

La figura 3.46 muestra que la versión aislada es 8% aparentemente más cara que la versión sobre base rígida, sin embargo no se debe perder de vista que el ahorro en costos indirectos que representa el hecho de que el edificio sea prefabricado va del 6-10% con respecto a una estructura colada en sitio. Lo anterior muestra que hoy en día aislar un edificio tipo B es factible. Si lo anterior se acepta como cierto, habría que decir que aislar estructuras del tipo A (hospitales, centros de telecomunicaciones, etc.) en estados como Oaxaca resultaría competitivo desde un punto de vista económico y casi obligatorio desde un punto de vista social. Vale la pena mencionar que el 8% es una diferencia baja si se toma en cuenta que mientras que la versión sobre base rígida se diseña para satisfacer el nivel de desempeño de seguridad de vida, la versión aislada se diseña para ocupación inmediata. Lo anterior implica una enorme diferencia en términos de las posibles pérdidas asociadas a la rehabilitación estructural y el costo de interrupción asociada al desempeño sísmico de la versión sobre base rígida.

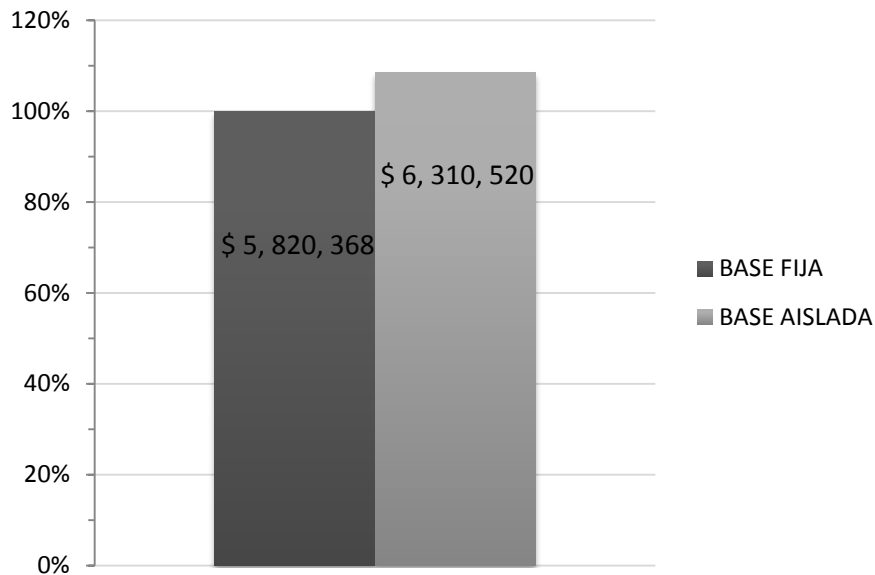


Figura 3.43 Comparativa de costos directo total de ambas estructuras

4. Desempeño sísmico

En este capítulo se evalúa el desempeño sísmico de la versión aislada. La evaluación implica establecer las demandas de desplazamiento y aceleración absoluta para establecer el posible nivel de daño en los sistemas estructural y no estructural y los contenidos. Con tal fin, se llevaron a cabo un análisis dinámico modal espectral y un análisis paso a paso. Debido a las bajas demandas de deformación en la súper-estructura y a que el desplazamiento en los aisladores se controla dentro de límites aceptables, la respuesta del sistema estructural es prácticamente elástica.

4.1 Análisis dinámico modal espectral

Inicialmente se realizó un análisis dinámico modal espectral en una de las direcciones del edificio. El modelo del sistema estructural aislado contempló las consideraciones discutidas en la sección 3.1 de esta tesis para la súper-estructura. En cuanto a los aisladores, se consideró un comportamiento elástico con un porcentaje de amortiguamiento crítico de 10%.

Las tablas 4.1 a 4.3 muestran las tres primeras formas modales de la versión aislada y sus correspondientes factores de participación. Mientras que periodo de 3.83s estimado para el modo fundamental de vibración se aproxima mucho a su valor de diseño (4s); es notoria la predominancia del primer modo en la respuesta dinámica de la estructura (el factor de participación del primer modo es mucho mayor que el correspondiente a los otros dos modos).

La figura 4.1, que grafica las primeras 3 formas modales, muestra que el primer modo de vibrar queda asociado en lo fundamental a un movimiento de cuerpo rígido de la súper-estructura, y que son los modos superiores los que le inducen deformación lateral de importancia. Lo anterior coincide con el planteamiento hecho para el diseño basado de aceleración del sistema de aislamiento y su súper-estructura.

Tabla 4.1 Modo 1 en estructura con base aislada

H= 16.1 T1=3.83s m				FP=1.422	
MODO 1	ϕ_i	$\phi_i/\phi_{m\acute{a}x}$	hi	hi/H	FPx($\phi_i/\phi_{m\acute{a}x}$)
BASE	0.000	0.000	0	0	0.000
PB	0.070	0.972	0.5	0.0311	1.381
1ER N	0.071	0.986	4.1	0.2547	1.400
2DO N	0.071	0.986	7.1	0.4410	1.400
3ER N	0.072	1.000	10.1	0.6273	1.420
4TO N	0.072	1.000	13.1	0.8137	1.420
AZOTEA	0.072	1.000	16.1	1.0000	1.420

Tabla 4.2 Modo 2 en estructura con base aislada

H= 16.1 T2=0.36s m				FP=0.0170	
MODO 2	ϕ_i	$\phi_i/\phi_{m\acute{a}x}$	hi	hi/H	FPx($\phi_i/\phi_{m\acute{a}x}$)
BASE	0.000	0.000	0	0	0.000
PB	0.093	0.861	0.5	0.0311	0.015
1ER N	0.066	0.611	4.1	0.2547	0.010
2DO N	0.031	0.287	7.1	0.4410	0.005
3ER N	-0.025	-0.231	10.1	0.6273	-0.004
4TO N	-0.077	-0.713	13.1	0.8137	-0.012
AZOTEA	-0.108	-1.000	16.1	1.0000	-0.017

Tabla 4.3 Modo 3 en estructura con base aislada

H= 16.1 T3=0.24s m				FP=0.0024	
MODO 3	ϕ_i	$\phi_i/\phi_{m\acute{a}x}$	hi	hi/H	FPx($\phi_i/\phi_{m\acute{a}x}$)
BASE	0.000	0.000	0	0	0.000
PB	0.093	0.979	0.5	0.0311	0.002
1ER N	-0.002	-0.021	4.1	0.2547	0.000
2DO N	-0.081	-0.853	7.1	0.4410	-0.002
3ER N	-0.095	-1.000	10.1	0.6273	-0.002
4TO N	0.022	0.232	13.1	0.8137	0.001
AZOTEA	0.079	0.832	16.1	1.0000	0.002

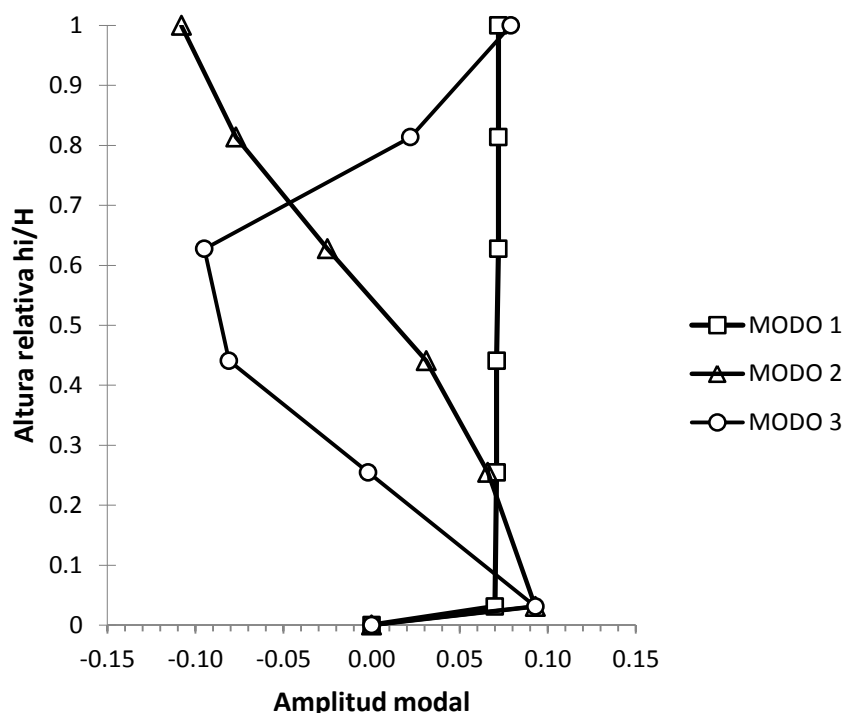


Figura 4.1 Formas modales para el edificio con base aislada

Para establecer la respuesta dinámica de la versión aislada, el análisis modal espectral consideró el espectro utilizado durante su diseño. Conforme se explicó en el capítulo 3 de esta tesis, dicho espectro se estableció de acuerdo a lo indicado por el MOC 2008 bajo la consideración de un porcentaje de amortiguamiento crítico de 10%. La figura 4.2 muestra el espectro.

Las figura 4.3 muestra las demandas de aceleración absoluta en altura. Es interesante notar que, conforme a lo planteado por la metodología basada en el control de la aceleración, las demandas de aceleración son prácticamente constantes en altura; y que los valores de 111 y 115 cm/s^2 estimados para la base y la azotea corresponden muy bien, respectivamente, con los valores de A_b y A_e (110 y 118 cm/s^2 , respectivamente) consideradas para ellas durante la etapa de diseño.

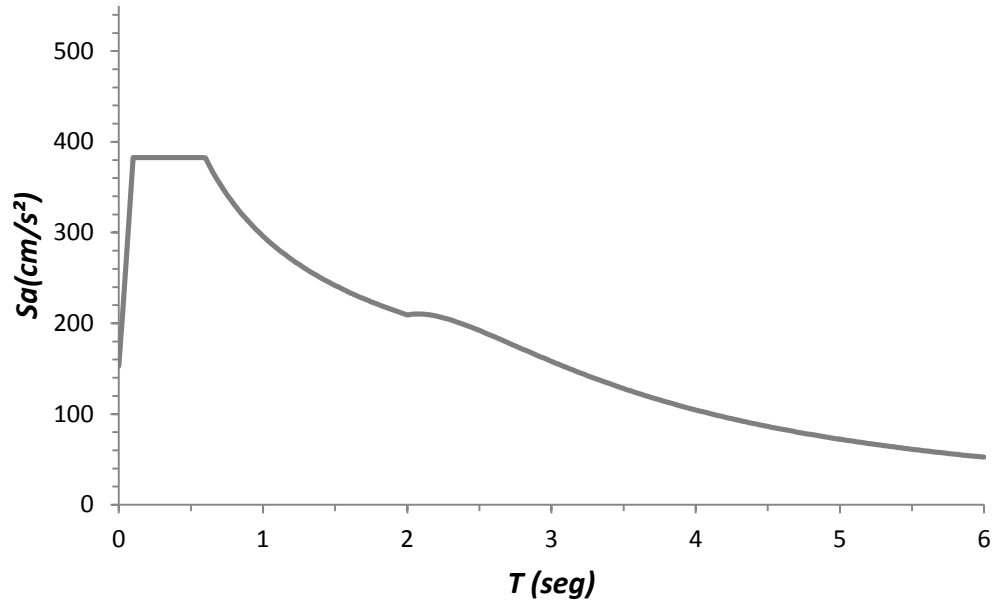


Figura 4.2 Espectros de Seudoaceleración de diseño y respuesta para la estructura con aislamiento sísmico

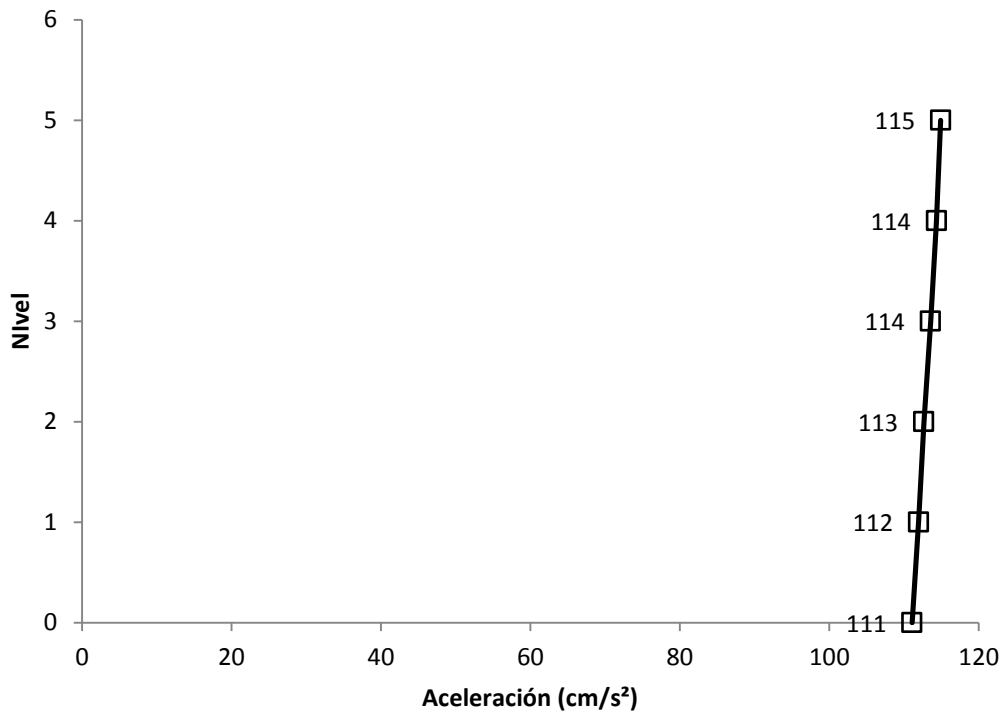


Figura 4.3 Aceleraciones del diafragma, obtenidas del análisis dinámico modal espectral para el edificio con base aislada

La figura 4.4 muestra las demandas máximas de desplazamiento lateral en altura. Note que se consideran los desplazamientos para dos condiciones: a) Sin excentricidad accidental, y b) Con excentricidad accidental. El desplazamiento lateral de la base para la condición sin excentricidad accidental está cercano a los 41 cm, valor que se asemeja mucho al valor de D_b (42 cm) manejado durante el diseño basado en aceleración. En cuanto a la condición con excentricidad, se estima para la base un desplazamiento cercano a los 46 cm, valor que está razonablemente cercano al valor de $D_{bTmáx}$ (50 cm) manejado para él durante la etapa de diseño. Note además que el sistema aislado acomoda prácticamente toda la deformación lateral en su sistema de aislamiento, y que las demandas de deformación lateral en la súper-estructura son muy bajas.

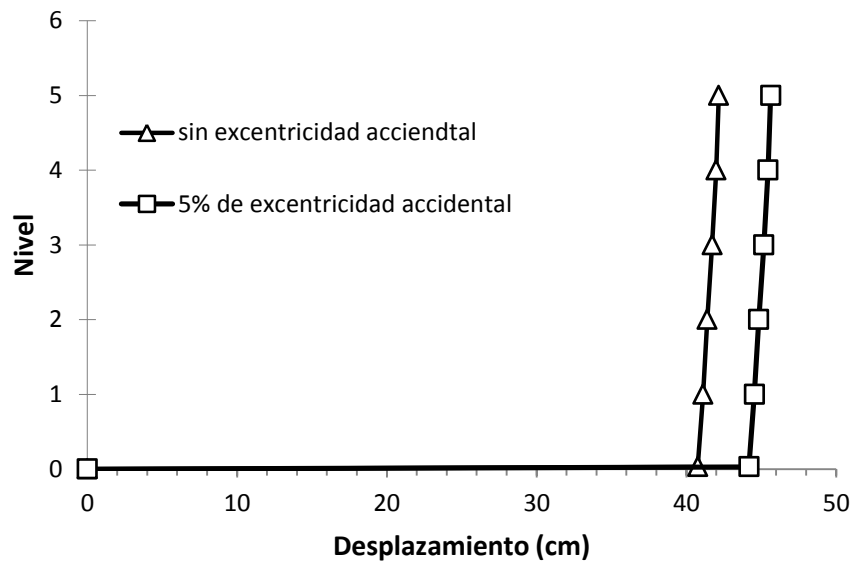


Figura 4.4 Desplazamientos, obtenidos del análisis dinámico modal espectral para el edificio con base aislada

La figura 4.5 muestra las distorsiones máximas obtenidas para la versión aislada. Conforme a lo esperado, las demandas de distorsión son extremadamente bajas. En particular, las demandas en todos los pisos se encuentran cercanas al 0.001, valor que se encuentran muy por debajo del límite de 0.002 establecido por el MOC 2008 para revisar el estado límite de servicio cuando los elementos no estructurales están ligados a los marcos del sistema estructural. Puede concluirse que tanto los marcos prefabricados como los sistemas no estructurales del edificio permane-

cerán sin daño ante la ocurrencia de un sismo de diseño que llevaría al nivel de desempeño de seguridad de vida a un sistema estructural tradicional.

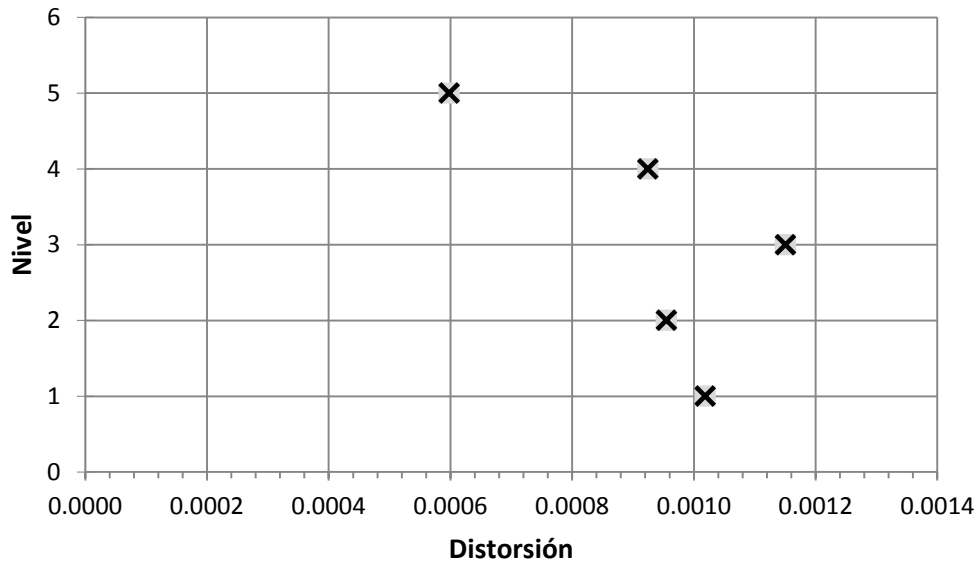


Figura 4.5 Distorsiones, obtenidas del análisis dinámico modal espectral para el edificio con base aislada

4.2 Análisis dinámico tiempo-historia

Además del análisis modal espectral, se decidió llevar a cabo un análisis paso a paso para estimar la respuesta dinámica de la versión aislada. Un reto dentro de este contexto fue establecer el registro de aceleraciones del terreno. Inicialmente se buscó en la base de datos de *Sismos Fuertes en México* movimientos del terreno registrados en los suelos firme y aluvial de la ciudad de Oaxaca. Mientras que la tabla 4.4 resume los movimientos encontrados, la figura 4.6 muestra sus espectros elásticos de respuesta y los compara con el espectro normativo usado para el diseño del edificio. Puede observarse que la rama descendente de los espectros correspondientes a los movimientos del terreno cae demasiado rápido en relación a lo observado para el espectro normativo. Lo anterior resulta en que deban usarse valores de escala muy altos para que la ordenada espectral de los espectros reales coincida, para periodos largos, con aquella del espectro normativo. A su vez, esto resulta en aceleraciones irrealmente altas en el rango de periodos cortos para los espectros escalados. Dada la dificultad encontrada en empatar las ordenadas de los espectros

reales con las del espectro normativo por medio de escalar los acelerogramas obtenidos de la base de datos, se procedió a generar un sismo sintético con el programa PRODISIS.

Tabla 4.4 Registros de aceleración para la ciudad de Oaxaca obtenidos de la base mexicana de sismos fuertes

<u>CODIGO</u>	<u>LOCALIZACIÓN DEL REGISTRO</u>	<u>TERRENO</u>	<u>FECHA</u>
OXIG9909.301	Cerro del fortin	Roca	30/09/1999 16:30
OAXM8010.241	Facultad de medicina, fuente de las 7 regiones	Aluvial	Tue Mar 3 11:26:08 1998
OAXM7308.281	Facultad de medicina, fuente de las 7 regiones	Aluvial	Wed Mar 11 13:11:20 1998
OAXM7811.291	Facultad de medicina, fuente de las 7 regiones	Aluvial	Fri Mar 13 10:16:06 1998
OAXM7811.292	Facultad de medicina, fuente de las 7 regiones	Aluvial	Fri Mar 13 10:16:35 1998
OAXM7811.293	Facultad de medicina, fuente de las 7 regiones	Aluvial	Fri Apr 3 11:55:24 1998

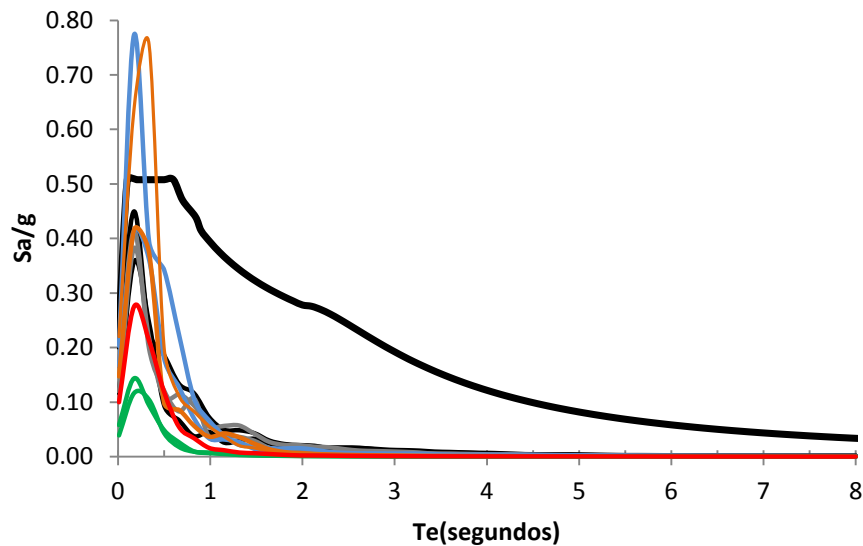


Figura 4.6 Espectros de respuesta para la ciudad de Oaxaca

Mientras que la figura 4.7 muestra el registro sintético, la figura 4.8 compara su espectro elástico para un porcentaje de amortiguamiento crítico de 0.10 con el espectro normativo establecido por el MOC 2008. Note la buena correspondencia observada para los dos espectros, y su implicación en términos de que el movimiento del terreno sintético representa de manera adecuada al sismo de diseño.

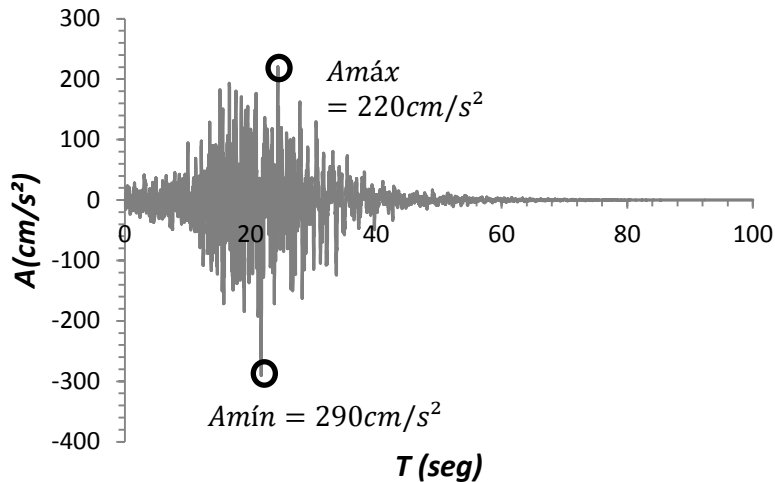


Figura 4.7 Registro de aceleración sintético obtenido del programa PRODISIS MOC 2008

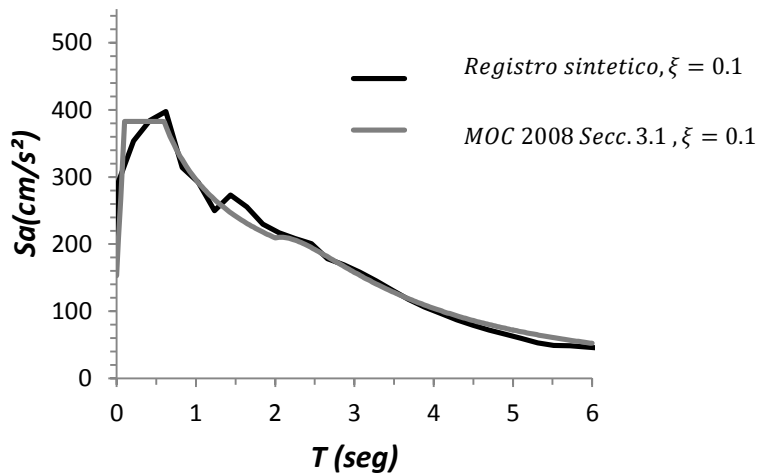


Figura 4.8 Comparativa de espectros de diseño MOC 2008 y sintético PRODISIS

El análisis paso a paso se llevó a cabo con el mismo modelo usado para el análisis modal espectral, y se consideró un método de integración directa. La figura 4.9 muestra la historia de aceleraciones absolutas en la azotea del edificio, y la compara con aquellas correspondientes al registro sintético. Es notoria a través de esta comparación, la efectividad del sistema de aislamiento para controlar las demandas de aceleración en la súper-estructura, y evitar la amplificación de aceleraciones en altura. Es además notorio el cambio en el contenido de frecuencias de las señales, ya que mientras que el movimiento del terreno exhibe un contenido importante de frecuencias altas, la respuesta del sistema aislado queda dominada por frecuencias

bajas. Esto queda ilustrado a través de la comparación hecha en la figura 4.10 del espectro del sismo sintético con el espectro de piso obtenido para la azotea (aunque conceptualmente incorrecta, la comparación permite observar el cambio en el contenido de frecuencias de ambas historias de aceleración)

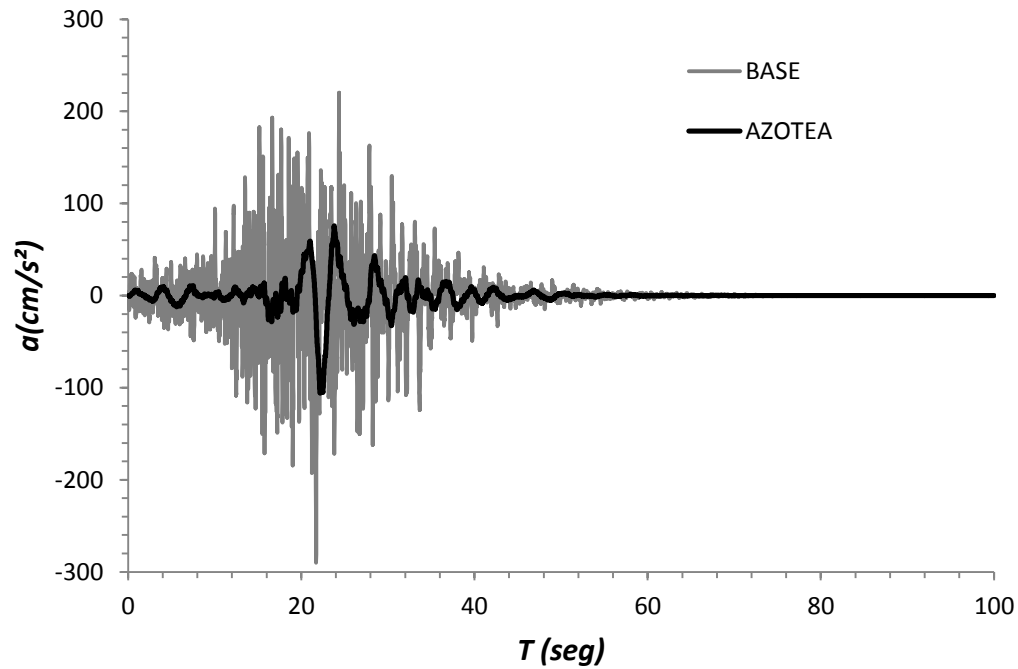


Figura 4.9 Comparativa registros de aceleración para la estructura con base aislada

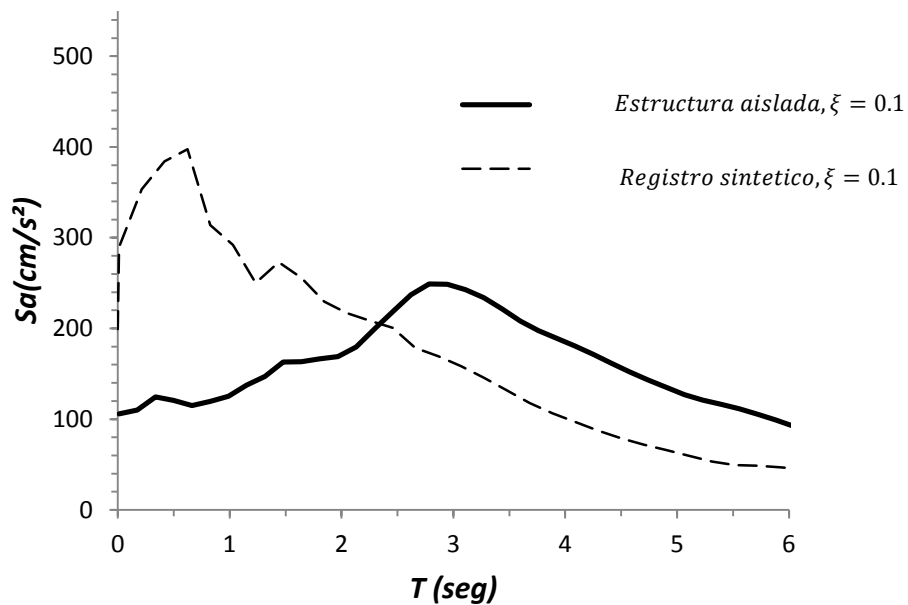


Figura 4.10 Espectros de diseño y piso para estructura aislada

Uno de los resultados más relevantes para esta tesis es el espectro de piso mostrado en la figura 4.11, el cual corresponde a la azotea de la versión aislada. El espectro de piso corresponde a un porcentaje de amortiguamiento crítico de 2%, que corresponde al esperado en los contenidos más comunes de un edificio. Note que para el rango de contenidos con periodos que van de 0 a 0.5s, la demanda de aceleración no excede el umbral de 200 cm/s² planteada como condición de diseño para ellos. Bajo estas circunstancias, puede decirse que el diseño basado en aceleración ha sido un éxito no solo en términos de los sistemas estructural y no estructural, sino de los contenidos. Lo anterior permite decir que el sistema aislado no exhibirá daño de consideración durante el sismo de diseño, y evitará cualquier posible disrupción a sus funciones como consecuencia del daño en contenidos. Note que la ordenada al origen del espectro mostrado en la figura 4.11 corresponde a la aceleración máxima de entrepiso, y que esta está cercana a los 110 cm/s², valor que corresponde muy bien a lo contemplado durante la etapa de diseño basado en aceleración.

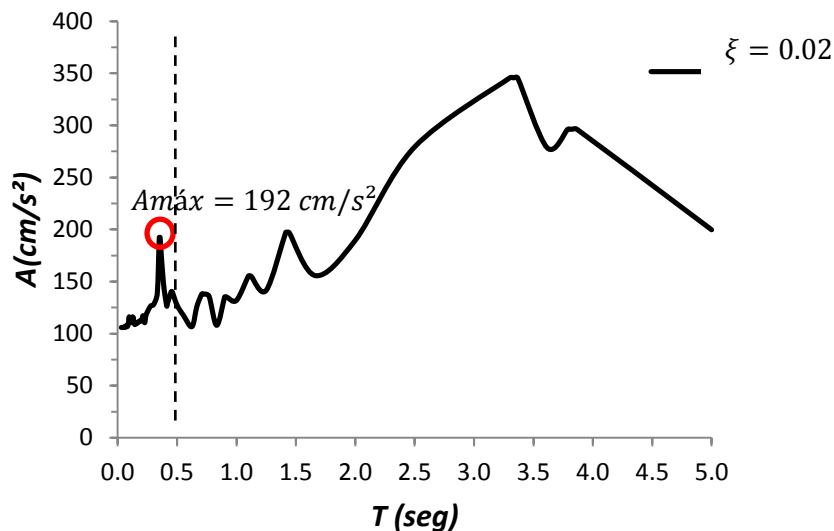


Figura 4.11 Espectro de respuesta en el nivel de azotea para el edificio aislado

Aunque no se muestran más resultados para el análisis paso a paso, baste aquí decir que son muy similares a los obtenidos mediante el análisis modal espectral. Lo anterior no solo resalta la pertinencia del diseño basado en el control de aceleración, sino que da lugar a una estructura con un comportamiento sencillo y fácil de predecir con las herramientas de análisis comúnmente usadas en la práctica de la ingeniería estructural.

5. Conclusiones

El trabajo realizado en esta tesis permite observar con claridad los beneficios de utilizar aislamiento sísmico para proteger las estructuras y sus contenidos. Si bien existen una cantidad importante de publicaciones a nivel mundial respecto de las ventajas desde el punto de vista de comportamiento de la estructura y varios más respecto de comparativas económicas de sistemas estructurales con y sin aislamiento de base, en la literatura mexicana no existen mucha información al respecto y menos análisis aplicados a otras partes de la república mexicana diferentes a la ciudad de México salvo por el esfuerzo que se ha hecho por estudiar la costa de Guerrero como la principal fuente sísmica que afecta a la capital del país.

El presente trabajo permite llegar a las siguientes conclusiones:

- I. Las aceleraciones y desplazamientos de la estructura aislada de base permiten concluir que la metodología propuesta por Zúñiga y Terán es adecuada dentro de los límites que la misma establece, pues los resultados mostrados en el capítulo 5 demuestran que la estructura sobre el sistema de aislamiento se comportó como un cuerpo rígido con lo cual los resultados del análisis dinámico modal espectral y el del tiempo historia son prácticamente iguales, lo que comprueba que la hipótesis simplificadora de modelar un sistema de aislamiento de varios grados de libertad pero de baja altura, como un modelo esencialmente de dos grados de libertad es correcto.
- II. La metodología de diseño para el detallado de los aisladores elastoméricos mostrada, permite que cualquier ingeniero de la práctica profesional, pueda tener acercamiento con los proveedores de dichos elementos a fin de evaluar de manera correcta la conveniencia de utilizar el aislamiento de base en más y diversos tipos de estructuras de edificios de baja altura sin que estas tengan que ser de importancia tipo A.

- III. El diseño de los aisladores fue conservador desde el punto de vista de que el registro de aceleración sintético utilizado para el análisis tiempo historia corresponde a un periodo de retorno de más de 1000 años. Se debe desarrollar más investigación, compilación y difusión de los registros de aceleraciones, pues el espectro de diseño del MOC 2008 para la ciudad de Oaxaca parece ser muy conservador con respecto al obtenido para lugares clasificados como de mayor peligro sísmico como la costa de Guerrero para donde los desplazamientos máximos esperados están en el orden de 25cm (Zúñiga y Terán 2012), mientras que en este trabajo fueron de 40cm.
- IV. En el momento en que el MOC 2008 sea aceptado como norma oficial en ciudades como las del estado de Oaxaca y deje de utilizarse la versión 1993 de dicho manual, será necesario adoptar metodologías de diseño sismo resistente como el aislamiento de base, que permitan obtener estructuras seguras sin tener que necesariamente encarecerlas con respecto a los diseño que actualmente se están realizando con la versión del MOC 1993, por lo tanto el aislamiento sísmico es una tendencia que se ve venir, para la cual aún no existe la masiva difusión que se necesita para hacer llegar el estado del arte así como las metodologías de diseño como las presentadas en este documento a los ingenieros de la práctica profesional que son quienes están diseñando y construyendo los sistemas estructurales como los aquí descritos.
- V. Los resultados mostrados en el capítulo 5 son concluyentes con respecto a la conveniencia de utilizar aislamiento sísmico en estructuras de concreto reforzado precolado. El nivel de aceleraciones obtenido mediante los análisis dinámicos sugiere que la estructura prefabricada y sus contenidos no sufrirán daño. Se disminuye considerablemente la probabilidad de que la estructura sea demandada más allá del límite elástico lineal en el comportamiento de sus materiales, ya que las demandas de fuerza y desplazamiento se encuentran muy por debajo de las marcadas por los reglamentos para cumplir los estados límites de servicio y colapso, hablando particularmente en este último punto del MOC 2008.

- VI. En términos de costos, se acepta que para estructuras de edificios de baja altura del tipo B, prácticamente el costo del aislamiento sísmico queda amortizado por el ahorro de materiales en la fabricación del marco estructural, por lo que hoy día el costo de una estructura prefabricada con base aislada cuesta lo mismo que una con base fija, pero con todos los beneficios adicionales del aislamiento discutidos en este documento.

- VII. Una de las limitantes del diseño de sistemas aislados de base para el control de aceleraciones, es que para fines prácticos, el área del predio donde se localizará la estructura aislada debe contar con la suficiente área libre en su perímetro para permitir el libre desplazamiento de la estructura en caso de presentarse el sismo de diseño.

- VIII. El diseño sísmo resistente utilizando aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento es un diseño más confiable desde el punto de vista de que, existe menos incertidumbre en los valores de amortiguamiento y demandas de desplazamiento que es capaz de desarrollar la estructura, pues las demandas son localizadas en los aisladores, que han demostrado mediante pruebas experimentales su buen comportamiento.

Referencias

AASTHO. (2010), "Guide specifications for seismic isolation design", American Association of State Highway and Transportation Officials, pp 62.

Bazán, E., Meli R. (2002), "Diseño sísmico de edificios", Ed. LIMUSA, DF. México, 200 pp.

Blandón J. J., Rodríguez, M. E., (2003), "Sistemas de piso en edificaciones para resistir fuerzas sísmicas en su plano", XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, León, Guanajuato, 14 pp.

CENAPRED (2001), "El sismo de Oaxaca del 30 de Septiembre de 1999", Coordinación de Investigación, Área de Ingeniería Estructural y Geotecnia, México, 65 pp.

Computers and Structures, Inc (2001), ETABS 2000, Extended 3D Analysis of Building Systems, Nonlinear Version 9.1.0, Berkeley, California

Chaudhuri, S. R. y T. C. Hutchinson. (2005), "Characterizing Frictional Behavior for Use in Predicting the Seismic Response of Unattached Equipment." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(7-10), 591-604.

Chik-Sing, Y., A. K. Chopra y J. Penzien. (1980), "Rocking Response of Rigid Blocks to Earthquakes." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 8, 565-87.

Dynamic Isolation Systems, I., (2012), "Dynamic Isolation Systems- the Word Leader in Earthquake Protection", McCarran, NV, <http://www.dis-inc.com/index.html>

FIP Industriale, (2013), "FIP Industriale, Leading Technology" seismic devices, <http://www.fipindustriale.it/index.php?area=106&menu=8&page=143>

FEMA E-74 (20013), "Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage", <http://www.fema.gov/earthquake-publications/fema-e-74-reducing-risks-nonstructural-earthquake-damage>.

FEMA, (2003). "NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new building and other structures", Building Seismic Safety Council of The National Institute of building Science, 356 pp.

Hamaguchi, H., M. Higashino, Y. Shimano y H. Tsubaki (2004), "Simple Prediction Method of Furniture Damages During Earthquake", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 745.

Iverson K. J., Hawkins N.M. (1994), "Building Performance of Precast Prestress Concrete Building Structures During Northridge Earthquake", PCI Journal, Vol. 39 No 2, Marzo-Abril, 38-55.

J. M. Kelly. (1993), "Earthquake Design with Rubber", Springer-Verlag, London, 131 pp.

J. M. Kelly. (1990), "Base Isolation: Linear Theory and Design", Earthquake Spectra, Vol.6, No 2, New York, 223-244.

León F.G.A., Rodríguez, M. E., (2006), "Diseño de sistemas de piso para fuerzas sísmicas en su plano, en edificios prefabricados de concreto reforzado", XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco, 31 pp.

López B. O., Hernández D.J.L, Peña P.J. (2004), "Desempeño de estructuras de concreto reforzado precoladas y presforzadas ante cargas laterales", XIV

Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Acapulco, Guerrero, 18 pp.

Makris, N. y Y. Roussos (1998), "Rocking Response and Overturning of Equipment under Horizontal Pulse-Type Motions." PEER-1998/05, Pacific Earthquake Engineering Research Center.

MOC. (2008), "Manual De Obras Civiles: Diseño Por Sismo", Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, pp.175

Naeim, F. y J. M. Kelly. (1999), "Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice", John Wiley & Sons, New York, 297 pp.

NTC-DF (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, México.

(2004), "Reglamento De Construcciones Del D.F.", RCDF, Gaceta Oficial del Gobierno del D.F.,

(1998), "Reglamento De Construcciones Del Estado de Oaxaca", RCOA, Periódico Oficial Gobierno del Estado de Oaxaca.

Rodríguez, M. E., Blandón J. J., (2002), "Evaluación del comportamiento sísmico de una conexión Trabe-Columna tipo ventana en una estructura prefabricada de concreto de dos niveles ensayada ante cargas cíclicas reversibles", Serie azul, Instituto de Ingeniería UNAM, pp. 183.

Rodríguez M., G. León y H. Cabrera. (2013), "Estudio en mesa vibradora del comportamiento sísmico de un edificio prefabricado de concreto de tres niveles", Series azul, Instituto de Ingeniería UNAM, 203.

Skinner, R. I., W. H. Robinson y g. McVerry. (1993), "An Introduction to Seismic Isolation", John Wiley & Sons Ltd, Chichester, England, 376 pp.

SMIS (1997), "Base Mexicana De Datos De Sismos Fuertes ver. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A.C.,

Suarez M. G. (2006), "Novedades en el uso de elementos alveolares de losas y muros", 2do Encuentro Latinoamericano de Estructuras Prefabricadas y 1er Congreso Internacional, Veracruz, 72 pp.

Taghavi, S. y E. Miranda (2003), "Response Assessment of Nonstructural Building Elements." 84 pp.

Zuñiga, O. y A. Teran-Gilmore (2012), "Basis for Acceleration-Based Conceptual Design of Low-Height Base-Isolated System", Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering (CD), Lisboa, Portugal,

Zuñiga, O. y A. Teran-Gilmore (2012), "Control de aceleraciones de entrepiso para sistemas estructurales con aislamiento sísmico de base", Revista Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. 2012, No 87, pp 25-45.

Zuñiga C. O., (2012), "Control de aceleraciones en entrepiso para sistemas estructurales con aislamiento sísmico", Tesis Doctoral, UAM, 176 pp.