



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

ENSAYES SÍSMICOS EN MESA VIBRADORA DE UN EDIFICIO MINIATURA CON
AISLADORES EN SU BASE

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

PRESENTA:
HÉCTOR GERMÁN JUÁREZ OCAMPO

TUTOR
MARIO EMILIO RODRÍGUEZ RODRÍGUEZ
INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

CIUDAD DE MÉXICO, AGOSTO 2020



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Juan José Pérez Gavilán Escalante

Secretario: Dra. Sonia Elda Ruíz Gómez

1^{er.} Vocal: Dr. Mario Emilio Rodríguez Rodríguez

2^{do.} Vocal: Mtro. Raúl Jean Perrilliat

3^{er.} Vocal: Dr. Amador Terán Gilmore

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. MARIO E. RODRÍGUEZ R.

FIRMA

RESUMEN

Se presentan los resultados de un estudio analítico-experimental de un edificio con aislamiento de base del tipo doble péndulo de fricción, de cinco niveles más un nivel de aislamiento, estructurado con marcos de acero, el cual se identificó como EM2-I. Se seleccionó un registro de aceleraciones característico de zonas de suelo firme con el cual se realizaron tres ensayos en mesa vibradora. El diseño del sistema de aislamiento se enfocó en el control de la respuesta dinámica de tal modo que el comportamiento del edificio aislado fuera elástico. Se determinaron propiedades dinámicas y la respuesta en términos de aceleraciones de piso, distorsiones global y de entrepiso y coeficiente sísmico. Con los resultados se realizó un estudio comparativo del comportamiento del edificio aislado y uno con base fija, denominado EM2, el cual se estudió en una investigación anterior (Blandón y Rodríguez, 2007). Ambos edificios tuvieron la misma superestructura y fueron sometidos a la misma demanda sísmica. El edificio de base fija se comportó inelásticamente, alcanzando una ductilidad global de desplazamiento igual a 3.3. Se observó una importante mejora en la respuesta del edificio EM2-I respecto al EM2. Con el empleo del sistema de aislamiento el periodo fundamental se incrementó 5.6 veces. En términos de la respuesta, la distorsión global y de entrepiso, se redujeron 82 y 84 por ciento, respectivamente. El cortante basal se redujo 74 por ciento y se pudo corroborar que el comportamiento del EM2-I fue elástico. Ambos edificios se ensayaron en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Las conclusiones de los resultados de la presente investigación permiten demostrar las ventajas del empleo de aislamiento sísmico como una alternativa de diseño sismorresistente.

ABSTRACT

The results of an analytical-experimental study of a building with base isolation of double friction pendulum type, of five story plus a level of isolation, structured with steel frames, which was identified as EM2-I. Was selected a record of accelerations characteristic of firm ground areas, with which three shaking table tests were conducted. The design of the base isolation system focused on controlling the dynamic response so that the behavior of the isolated building was elastic. Dynamic properties were determined and response in terms of floor accelerations, global and interstory drifts, and seismic coefficient. With the results was carried out a comparative study of the behavior of the isolated building and one with a fixed base, named EM2, which was studied in a previous research (Blandón and Rodríguez, 2007). Both buildings had the identical superstructure and were subjected to the same ground motion. The fixed-base building behaved inelastically, reaching an global displacement ductility of 3.3. Were found significant improvement response in building EM2-I with respect to building EM2. With application of the isolate system the fundamental period was increase 5.6 more. As respond, measured global and of interstory drifts, were reduced 82 and 84 percent, respectively. The basal shear was reduced 74 percent and it was corroborated that the behavior of the EM2-I was elastic. Both buildings were tested at shaking table of UNAM Institute of Engineering. The conclusions of the results of the present research allow to demonstrate the advantages of the use of seismic isolation as an alternative of seismic resistant design.

CONTENIDO

RESUMEN	iii
ABSTRACT	iii
CONTENIDO	iv
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
LISTA DE SÍMBOLOS	xiii
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. ANTECEDENTES.....	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.2.1. Objetivo general	2
1.2.2. Objetivos específicos.....	2
1.3. ALCANCE.....	2
1.4. CONTENIDO	3
CAPÍTULO 2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA Y REVISIÓN DEL ESTADO DEL ARTE	5
2.1. DESCRIPCIÓN GENERAL.....	5
2.2. AISLAMIENTO SÍSMICO	5
2.2.1. Cambio de la respuesta en un edificio con aislamiento en la base.....	6
2.3. CONTEXTO HISTÓRICO.....	7
2.3.1. Edificios aislados en México y en el mundo.....	9
2.4. RECOMENDACIONES DE DISEÑO.....	10
2.5. ANÁLISIS APROXIMADO DE SISTEMAS CON AISLAMIENTO EN LA BASE ..	10
2.5.1. Modelo lineal de 2GDL.....	11
2.6. PROCEDIMIENTO	16
2.6.1. Aisladores de elastómero	16
2.6.2. Aisladores de doble péndulo de fricción	18

CAPÍTULO 3. ESTUDIO DE LA RESPUESTA SÍSMICA DEL EDIFICIO CON BASE FIJA 21

3.1. INTRODUCCIÓN	21
3.2. ELECCIÓN DE UN EDIFICIO DE BASE FIJA PARA ESTE ESTUDIO CON FINES COMPARATIVOS CON UN EDIFICIO AISLADO	21
3.2. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYE DEL EDIFICIO CON BASE FIJA	23
3.2.1. Características principales del edificio con base fija	23
3.2.2. Elementos de conexión.....	25
3.2.3. Resistencia lateral del edificio EM2.....	26
3.3. ESTUDIO ANALÍTICO Y EXPERIMENTAL	27
3.4. ENSAYES SÍSMICOS	28
3.4.1. Selección del sismo para los ensayos	28
3.5. RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYES DEL EDIFICIO CON BASE FIJA.....	29
3.5.2. Ensaye de intensidad baja	29
3.5.2. Ensaye de intensidad alta	30

CAPÍTULO 4. EDIFICIO CON AISLADORES DE BASE ENSAYADO EN MESA VIBRADORA 33

4.1. INTRODUCCIÓN	33
4.2. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	33
4.2.1. Características del primer sistema de aislamiento propuesto.....	33
4.2.2. Determinación de las características del aislador de doble péndulo de fricción. 35	
4.3. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.....	41
4.3.1. Características principales del modelo experimental EM2-I	41
4.4. MODELOS ANALÍTICOS EMPLEADOS	43
4.4.1. Descripción del modelo analítico en Ruaumoko 2D.....	43
4.4.2. Descripción del modelo analítico en ETABS2016	45
4.5. DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYES.....	46
4.5.1. Señales objetivo.....	46
4.5.2. Calibración de la mesa vibradora	48
4.5.3. Descripción del procedimiento constructivo.....	49
4.5.4. Instrumentación del edificio EM2-I	51
4.6. RESULTADOS OBTENIDOS EN EL EDIFICIO CON AISLADORES EN EL ENSAYE DE INTENSIDAD BAJA EN MESA VIBRADORA	52
4.6.1. Registro de aceleraciones	53
4.6.2. Función de transferencia y espectro de respuesta	53
4.6.3. Identificación de las propiedades dinámicas durante el ensayo intensidad baja. 54	
4.6.4. Formas modales.....	57
4.7. RESULTADOS OBTENIDOS EN EL EDIFICIO AISLADO EN EL ENSAYE DE INTENSIDAD ALTA EN MESA VIBRADORA.....	58
4.7.1. Registro de aceleraciones	58
4.7.2. Función de transferencia y espectro de respuesta	59

4.7.3. Identificación de las propiedades dinámicas durante los ensayos intensidad alta	59
4.7.4. Formas modales.....	61
4.8. PREDICCIÓN DE LA RESPUESTA DEL EDIFICIO CON AISLADORES EN MESA VIBRADORA Y COMPARATIVA CON RESULTADOS EXPERIMENTALES	61
4.8.1. Aceleraciones absolutas de piso.....	62
4.8.2. Desplazamientos relativos.....	62
4.8.3. Comportamiento histerético de los aisladores.....	64
4.8.4. Desplazamiento relativo.....	66
4.8.5. Disipación de energía histerética.....	67
4.8.6. Cortante basal y coeficiente sísmico	67
CAPÍTULO 5. COMPARATIVA DE COMPORTAMIENTO DE UN EDIFICIO CON Y SIN AISLAMIENTO ENSAYADOS EN MESA VIBRADORA	69
5.1. INTRODUCCIÓN	69
5.2. COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA DE LOS EDIFICIOS CON Y SIN AISLADORES	69
5.2.1. Propiedades dinámicas	69
5.2.2. Reducción de aceleraciones absolutas de piso	70
5.2.3. Reducción de distorsiones de entrepiso	72
5.2.4. Reducción del coeficiente sísmico y distorsión global	73
5.2.5. Resumen de resultados obtenidos	74
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES	75
BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.....	77
ANEXO.....	79

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. Características del edificio EM2	25
Tabla 3.2. Propiedades dinámicas de edificio EM2 (ensaye de intensidad baja).....	29
Tabla 4.1. Comparación de propiedades propuestas y las proporcionadas por el proveedor.....	40
Tabla 4.2. Características del edificio EM2-I.....	43
Tabla 4.3. Señales objetivo y señales medidas durante los ensayos del edificio EM2-I	47
Tabla 4.4. Propiedades dinámicas del edificio EM2-I (ensaye de intensidad baja)	55
Tabla 4.5. Propiedades dinámicas de edificio EM2 (ensaye de intensidad baja).....	55
Tabla 4.6. Propiedades dinámicas del edificio EM2-I (ensayos de intensidad alta)	60
Tabla 4.7. Cortantes obtenidos experimental y analíticamente	68
Tabla 5.1. Propiedades dinámicas: frecuencias y periodos (EM2 y EM2-I).....	69
Tabla 5.2. Resumen de comparación de la respuesta de los edificios EM2 y EM2-I	74
Tabla 1. Propiedades de la superestructura y el sistema de aislamiento	79
Tabla 2. Datos del modelo de 2GDL.....	79
Tabla 3. Respuesta del modelo de 2GDL.....	80
Tabla 4. Geometría del elastómero	80

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. a) Espectro de aceleraciones y b) Espectro de desplazamiento	6
Figura 2.2. a) Edificio convencional y b) Edificio con aislamiento sísmico.....	7
Figura 2.3. a) Sistema propuesto por K. Kawai (1891), b) Sistema patentado por J. A. Calantarients (1909)	9
Figura 2.4. Componentes del modelo de 2GDL (Kelly, 1990)	11
Figura 2.5. Formas modales del modelo de 2GDL	14
Figura 2.8. Componentes del sistema de Doble Péndulo de Fricción	18
Figura 2.9. Curva bilineal fuerza-desplazamiento.....	19
Figura 3.1. Estimación del periodo fundamental requerido para el edificio con aislamiento	22
Figura 3.2. Modelo EM2, a) Vista frontal y lateral (cotas en mm), b) Instrumentación.....	23
Figura 3.3. a) Planta tipo de entrepiso (cotas en mm) y b) Ensamble de entrepiso.....	24
Figura 3.4. a) Planta tipo de conexión placa base-columna y b) Vista lateral y frontal.....	25
Figura 3.5. a) Planta tipo de conexión viga-columna de entrepiso y b) Vista lateral y frontal	26
Figura 3.6. Curva de resistencia lateral del edificio EM2	27
Figura 3.7. Espectro de respuesta de pseudoaceleración.....	27
Figura 3.8. a) Acelerograma de la señal objetivo y b) Espectro de respuesta elástico de pseudoaceleración	28
Figura 3.9. Función de transferencia experimental de las aceleraciones medidas en el último nivel respecto a las aceleraciones medidas en la plataforma de la mesa vibradora.....	29
Figura 3.10. Envolvente de aceleraciones absolutas de piso.....	30
Figura 3.11. Envolvente de desplazamientos relativos y distorsiones de entrepiso	31
Figura 4.1. Características del aislador de elastómero requerido.....	35
Figura 4.2. Evolución del amortiguamiento efectivo en función del radio de curvatura	37
Figura 4.3. Evolución del periodo fundamental en función del radio de curvatura	38
Figura 4.4. Aislador FPS de diseño propuesto	39

Figura 4.5. Estimación del coeficiente sísmico c , para EM2-I con elastómero y péndulo de fricción	40
Figura 4.7. a) Vista frontal y lateral, b) Planta tipo de entrepiso (dimensiones en mm).....	41
Figura 4.8. a) Planta tipo de conexión placa base-columna-aislador y b) Vista lateral y frontal	42
Figura 4.9. Modelo estructural para análisis no lineal del edificio EM2-I (Ruaumoko 2D).....	44
Figura 4.10. Regla de histéresis bilineal inelástica (Ruaumoko 2D)	45
Figura 4.11. a) Modelo estructural para análisis no lineal (ETABS2016) y b) Modelo para idealización del comportamiento de los aisladores	46
Figura 4.12. a) Acelerograma de la señal M1-Obj y b) Espectro de respuesta elástico de pseudoaceleración	47
Figura 4.13. a) Acelerograma de la señal M2-Obj y b) Espectro de respuesta elástico de pseudoaceleración	48
Figura 4.14. Proceso de calibración de la mesa vibradora	49
Figura 4.15. Comparación de funciones de transferencia experimental y calculada para las señales de intensidad baja y alta	49
Figura 4.16. Construcción del edificio EM2-I, a) Lingotes y aisladores y b) Montaje de aisladores y primeras piezas de planta baja y nivel de aislamiento.....	50
Figura 4.17. Modelo experimental EM2-I, a) Montaje de pisos superiores e b) Instrumentación...	51
Figura 4.18. a) Ubicación de transductores de desplazamientos y b) Posición de acelerómetros....	51
Figura 4.19. a) Cámara Optotrak y b) Ubicación e identificación de <i>leds</i>	52
Figura 4.20. Comparación de acelerogramas de la señal M1-Obj respecto a la señal M1-Exp	53
Figura 4.21. a) Función de transferencia y b) Espectro de respuesta elástico (intensidad baja)	54
Figura 4.22. Comparación de funciones de transferencia experimental (M1-Exp) y calculada (M1-Teo).....	54
Figura 4.23. a) Aceleraciones medidas en la plataforma de la mesa vibradora y en el último nivel y b) Espectro de respuesta elástico de pseudoaceleración de dichas señales	56
Figura 4.24. Esquema de aisladores instrumentados, a) Reposo y b) Desplazamiento relativo	56
Figura 4.25. a) Historia de desplazamientos relativos del aislador instrumentado, b) despreciable comportamiento histerético	57
Figura 4.26. Formas modales obtenidas del ensaye M1-Exp (intensidad baja)	57

Figura 4.27. Comparación de acelerogramas de las señales: a) Señal objetivo M2-Obj y b) Señal medidas en la plataforma de la mesa vibradora M2-Exp	58
Figura 4.28. a) Función de transferencia y b) Espectro de respuesta elástico (intensidad alta)	59
Figura 4.29. Comparación de funciones de transferencia experimental (M2-Exp) y calculada (M2-Teo)	59
Figura 4.30. a) Aceleraciones medidas en la plataforma de la mesa vibradora y en el nivel N5 y b) Espectros de respuesta elásticos de aceleración de dichas señales.....	60
Figura 4.32. Envolvente de aceleraciones absolutas de piso del ensaye M2-Exp, a) Ruaumoko 2D y b) ETABS (ensayos de intensidad alta).....	62
Figura 4.33. Envolvente de desplazamientos relativos a la plataforma de la mesa vibradora entre la altura del edificio, a) Ruaumoko 2D y b) ETABS	63
Figura 4.34. Historia de desplazamientos del nivel N4 relativos a la plataforma de la mesa vibradora entre la altura del edificio (ensaye M2-Exp).....	63
Figura 4.35. Lazos de histéresis de un aislador durante los ensayos de intensidad alta	65
Figura 4.36. Historia de desplazamientos relativos del aislador instrumentado (20 a 35 s)	66
Figura 4.37. Historia de desplazamientos relativos del aislador instrumentado (35 a 50 s)	66
Figura 4.38. Cortante basal, V_b , en el edificio EM2-I	68
Figura 5.1. Espectros de respuesta elásticos de pseudoaceleración (ξ igual a 3 y 15 %).....	70
Figura 5.2. Distribución de fuerzas inerciales en el edificio de base fija y en el edificio de base aislada.....	70
Figura 5.3. a) Envolvente de aceleraciones medidas (EM2 y EM2-I), b) Espectro de respuesta elástico de aceleración de las señales medidas en el nivel N5 (EM2 y EM2-I)	71
Figura 5.4. Envolvente de cortantes de piso de los edificios EM2 y EM2-I (superestructura).....	72
Figura 5.5. a) Envolvente de desplazamientos relativos y b) Distorsiones de entrepiso, d_r	72
Figura 5.6. Coeficientes sísmicos y distorsión global	74

LISTA DE SÍMBOLOS

Cada símbolo empleado en este documento se define donde aparece por primera vez.

A	Área del elastómero
c	Coefficiente sísmico
<i>c_{DIS}</i>	Coefficiente sísmico de diseño
<i>c_y</i>	Coefficiente sísmico de fluencia
<i>c_{máx}</i>	Coefficiente sísmico máximo
<i>c_u</i>	Coefficiente sísmico último
d	Desplazamiento lateral
<i>d_r</i>	Distorsión de entrepiso
<i>D_r</i>	Distorsión global
<i>E_{loop}</i>	Área del ciclo histerético
EM2	Edificio metálico de base fija
EM2-I	Edificio metálico con aislamiento de base
FPS	Sistema de Péndulo de Fricción (por sus siglas en inglés)
<i>F_o</i>	Fuerza de fricción
<i>F_{máx}</i>	Fuerza máxima que desarrolla el aislador de péndulo de fricción
G	Módulo de cortante del elastómero
H	Altura total del edificio (superestructura)
<i>h_i</i>	Altura del entrepiso
<i>K_e</i>	Rigidez horizontal efectiva
<i>K_H</i>	Rigidez horizontal
HDRB	Aislador tipo elastómero de alto amortiguamiento (por sus siglas en inglés)
LRB	Aislador tipo elastómero laminado con núcleo de plomo (por sus siglas en inglés)
M	Masa total
<i>M_i</i>	Masa del nivel de aislamiento
<i>M_s</i>	Masa de la superestructura
MDOC	Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad
<i>M_p</i>	Momento plástico
<i>M_W</i>	Magnitud de momento sísmico
t	Tiempo
<i>T_e</i>	Periodo efectivo
<i>T_o</i>	Periodo objetivo del sistema de aislamiento
<i>T₁</i>	Periodo fundamental de la superestructura
<i>T_b[*]</i>	Periodo fundamental del modelo de 2GDL
<i>T_s[*]</i>	Periodo asociado con el segundo modo del modelo de 2GDL
<i>Ü_g</i>	Aceleración del terreno
<i>Ü_{g máx}</i>	Aceleración máxima registrada del terreno como fracción de la gravedad
<i>W_s</i>	Peso de la superestructura
<i>V_b</i>	Cortante basal
Γ	Factor de participación
μ	Coefficiente de fricción
<i>U_{b máx}</i>	Desplazamiento máximo del sistema de aislamiento
<i>U_{s máx}</i>	Desplazamiento máximo del sistema de la superestructura
ξ	Fracción de amortiguamiento crítico efectivo
<i>ξ_e</i>	Amortiguamiento efectivo

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

La filosofía de diseño sísmico que actualmente se presenta en los reglamentos de construcción, permite a las estructuras convencionales tener una respuesta inelástica durante algún evento sísmico de considerable magnitud sin llegar al colapso, esto se logra en el caso de estructuras de concreto mediante el detallado del acero de refuerzo, que incrementa la capacidad de deformación de sus elementos principales, permitiendo a la estructura tener un comportamiento dúctil y concentrar las deformaciones inelásticas en zonas que no pongan en riesgo su estabilidad estructural. Para el caso de las estructuras de acero, esto es posible mediante el debilitamiento de secciones en las cuales se induzcan las deformaciones. De este modo, a través del daño, es posible disipar energía sin llegar al colapso, a pesar de ello, ante un sismo severo, dichas soluciones podrían traducirse en deterioros importantes de la resistencia global de la estructura, a tal grado que su reparación sea incosteable y se requiera su demolición parcial o completa.

Otro aspecto relevante, es la importancia de la estructura y su uso. Para fines de diseño sísmico el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias (RCDF-NTC, 2017), clasifica a las estructuras en grupos y subgrupos. Las edificaciones cuya falla estructural podría tener consecuencias graves para la sociedad, pertenecen al grupo A, a su vez, éste se subdivide en los subgrupos A1 y A2. Las edificaciones comunes, destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales, pertenecen al grupo B, dividido en dos subgrupos, B1 y B2. Haciendo énfasis en las edificaciones pertenecientes al grupo A, y específicamente en el subgrupo A1, una de las estructuras que se ubican dentro de este subgrupo son los hospitales, cuya característica principal de este tipo de edificaciones es su necesaria operación continua, tanto de equipos como de instalaciones. En las edificaciones convencionales (base fija), las aceleraciones inducidas por el movimiento del terreno se amplifican con la altura, y por lo tanto, aunque se logre una estructura bien diseñada en términos de resistencia y presente daños menores, la demanda de aceleración producida por el sismo podría ser alta, afectando a sus ocupantes y contenidos, impidiendo la operación continua, como ocurrió con el Hospital Olive View durante el sismo de Northridge de 1994 (U.S. Geological Survey, 1996). El empleo de sistemas de aislamiento ayuda a controlar las demandas de deformación y aceleración dentro de intervalos que permiten la operación continua de las estructuras.

Es deseable que en un futuro la reglamentación que rijan el diseño de las estructuras esenciales, como hospitales, aeropuertos y demás estructuras importantes, cuyo funcionamiento sea primordial para la población, tengan como requisito de diseño el empleo de sistemas de protección sísmica, como lo es el aislamiento sísmico de base, sistemas de disipación de energía, entre otros. Con ello se cumpliría con tres objetivos principales, la preservación de la vida de los ocupantes, reducción del daño y operación continua, características de las estructuras resilientes. Es importante mencionar que los dispositivos de control de la respuesta no son aplicables para todos los casos, y para su elección deberán considerarse factores como el tipo de suelo, estructuración, altura de la estructura, entre otros.

El empleo de las tecnologías de protección sísmica no sólo debería ser exclusivo de las estructuras esenciales o estructuras de elevado valor económico. Las futuras investigaciones sobre los sistemas de protección sísmica deberían tender al desarrollo de dispositivos o sistemas de protección de bajo costo,

que puedan estar al alcance de las poblaciones expuestas a condiciones más desfavorables, tanto económica como geográficamente por su cercanía a las zonas de alta intensidad sísmica.

En México existe la Brecha de Guerrero, que se extiende aproximadamente 200 km, paralela a las costas del Pacífico, en esta área no se ha registrado un sismo importante desde 1911. Por su área de ruptura se podría esperar la liberación de la energía acumulada en un sismo superior 8.0 M_w , o de una serie de sismos de menor magnitud. La ocurrencia de un sismo importante en esta zona produciría severos problemas en las costas de Guerrero y en la Ciudad de México, como ya ocurrió el 19 de septiembre de 1985. Casos como estos hacen que las posibles acciones de protección contra los sismos no sean particulares, sino que se busque un impacto social más amplio, que involucre la protección global de las estructuras que conforman a las ciudades, construyendo así, ciudades resilientes (ARUP, 2013).

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo general

Evaluar analítica y experimentalmente la respuesta dinámica de un edificio con aislamiento sísmico, y controlar su comportamiento de tal forma que tenga nulas o bajas incursiones en el intervalo inelástico. Comparar la respuesta dinámica del edificio con aislamiento sísmico con la respuesta de un edificio convencional semejante, pero de base fija.

1.2.2. Objetivos específicos

- A. Analizar dos edificios de base fija y realizar el predimensionamiento de dos tipos de aisladores: elastómero y péndulo de fricción. En función de los resultados, elegir un edificio para estudio.
- B. Seleccionar el tipo de aisladores de acuerdo con las propiedades dinámicas del edificio en estudio, la demanda sísmica y la respuesta. Determinar las dimensiones y características de un sistema de aislamiento que permita controlar su comportamiento dentro del intervalo elástico.
- C. Mostrar los resultados del estudio analítico-experimental del edificio con aislamiento sísmico.
- D. Realizar un estudio comparativo de la respuesta dinámica del edificio aislado y la de un edificio similar pero con base fija, ambos sometidos a una demanda sísmica comparable.

Las propiedades del sistema de aislamiento se determinaron sin realizar ninguna modificación a la estructuración del edificio elegido. Para el estudio comparativo se emplearon resultados medidos en mesa vibradora de un edificio con base fija que se informaron en una investigación anterior.

1.3. ALCANCE

Esta investigación tiene como alcance realizar el análisis de un edificio aislado mediante métodos aproximados en la etapa de predimensionamiento y obtener la predicción de la respuesta dinámica mediante análisis dinámicos no lineales, además, realizar tres ensayos sísmicos en la mesa vibradora, uno con una señal reducida al 10 por ciento de su intensidad máxima y dos con 100 por ciento de intensidad. Instrumentar con acelerómetros y transductores de desplazamiento para medir la respuesta dinámica.

1.4. CONTENIDO

Esta tesis se compone por seis capítulos, en los cuales se describen antecedentes, problemática y las actividades realizadas. A continuación, se menciona brevemente el contenido de cada uno.

Capítulo 1. Introducción: se presenta una descripción general de la filosofía de diseño sísmico que actualmente se establece en los reglamentos de construcción y sus implicaciones en el diseño sísmico. Se hace mención de la necesidad del empleo de dispositivos de control de la respuesta dinámica en estructuras esenciales que permitan su operación continua. Se establecen los objetivos y alcances de esta investigación.

Capítulo 2. Descripción del problema y revisión del estado del arte: se menciona la falta de investigación experimental sobre dispositivos de control de la respuesta sísmica en México, se describen los conceptos generales sobre aislamiento sísmico, sus principales ventajas y su efecto en el cambio de la respuesta dinámica. Se muestra el contexto histórico y normativo. Asimismo, se presenta el modelo lineal de 2GDL (Kelly, 1990), y se describe el procedimiento seguido para la realización de esta investigación.

Capítulo 3. Estudio de la respuesta sísmica de un edificio con base fija: en este capítulo se define el criterio de selección del edificio en estudio y se muestran sus características principales, tales como, materiales, estructuración y propiedades dinámicas. Se presentan los resultados de la respuesta dinámica, obtenidos de los ensayos en mesa vibradora realizados en una investigación anterior (Blandón y Rodríguez, 2007).

Capítulo 4. Edificio con aisladores de base ensayado en mesa vibradora: se describen los antecedentes de la investigación, que corresponden a la elección del sistema de aislamiento y las características del sistema elegido. Se realiza la descripción del modelo experimental, estructuración, conexiones y propiedades dinámicas. Se describen los modelos analíticos empleados y los criterios de análisis. Se describen los ensayos, las características de la señal empleada, el proceso de calibración de la mesa, descripción del procedimiento constructivo del edificio y su instrumentación. Se muestran los resultados obtenidos los ensayos en términos de las propiedades dinámicas y se comentan los resultados. En la parte final de este capítulo se presenta una comparación de los resultados obtenidos analítica y experimentalmente durante los ensayos con 100 por ciento de intensidad de la señal, se muestra el comportamiento histerético de los aisladores y el desplazamiento relativo.

Capítulo 5. Comparativa de comportamiento de un edificio con y sin aislamiento ensayados en mesa vibradora: se comentan y se comparan los resultados obtenidos durante los ensayos con 100 por ciento de intensidad de los edificios de base fija y aislada. Se realiza la comparación de las propiedades dinámicas y la respuesta dinámica en términos de aceleraciones de piso, cortante basal, distorsiones de entrepiso, distorsión global y se evalúa el comportamiento global del edificio aislado.

Capítulo 6. Conclusiones: Se exponen comentarios y conclusiones del estudio analítico y experimental, y de la comparación de la respuesta dinámica de los edificios de base fija y aislada.

Con este trabajo de investigación se busca incentivar y contribuir con la investigación de los diferentes sistemas de protección sísmica actuales y con los que están por venir. Se hace énfasis en la necesidad del desarrollo de trabajos experimentales que contribuyan con el desarrollo de normatividad y recomendaciones de diseño.

CAPÍTULO 2

DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA Y REVISIÓN DEL ESTADO DEL ARTE

2.1. DESCRIPCIÓN GENERAL

En el país no existe información experimental sobre la aplicación de los sistemas de aislamiento que demuestren el comportamiento dinámico de edificios aislados en su base. Por esta razón y para brindar resultados que contribuyan con la investigación necesaria para poder emitir recomendaciones sobre su correcto empleo y diseño, se realizaron ensayos sísmicos de un edificio con aisladores en su base, empleando la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM, con el objetivo de mostrar las ventajas del empleo de edificios con aisladores en la base.

A los dispositivos o elementos adicionales colocados en zonas específicas de la estructura principal, que tienen como objetivo la reducción de la respuesta dinámica ante sismos severos o moderados y que cumplen con requisitos de desempeño que están más allá de los mínimos especificados en los reglamentos actuales, se les conoce como sistemas de protección sísmica. Se clasifican en tres tipos: sistemas activos, semi-activos y sistemas pasivos. De la misma forma, existen dispositivos para el control de la respuesta dinámica ante los efectos del viento, que buscan atenuar vibraciones que afecten el confort de los ocupantes o que produzcan esfuerzos importantes en la estructura. Estos son utilizados principalmente en edificios altos, que por su geometría o esbeltez, se convierten en estructuras susceptibles a los efectos del viento.

En todos los casos el objetivo principal de los sistemas de protección sísmica es impedir que la energía cinética inducida por el movimiento del terreno entre al sistema estructural, evitando que la disipación de la energía se concentre en los elementos principales de la superestructura.

2.2. AISLAMIENTO SÍSMICO

El aislamiento sísmico es una técnica de control pasiva utilizada para proteger estructuras, como edificios o puentes de los efectos sísmicos. La idea fundamental de su funcionamiento consiste en el desacoplamiento de la componente horizontal del movimiento del terreno entre la subestructura y la superestructura. Esto se logra por medio de elementos con baja rigidez lateral que ocasionan un incremento en el periodo fundamental de la superestructura, y un alto amortiguamiento propio de los materiales que lo componen, estas características ayudan a reducir las aceleraciones de piso y las distorsiones de entrepiso. Para el caso de estructuras desplantadas en terrenos firmes y periodos cortos ($T < 1$ s), el incremento del periodo fundamental las lleva fuera del contenido predominante de frecuencias del movimiento del terreno.

Los sistemas de aislamiento generalmente se emplean en estructuras de baja altura de periodos cortos (5 a 10 niveles), y que fueran desplantadas en terrenos firmes. Teóricamente las estructuras desplantadas en suelos blandos, como es el caso de la Ciudad de México, donde el periodo dominante del suelo va de 1 a 4 s (zona del lago), al aumentar el periodo estructural mediante aislamiento de base podría aproximarse al del terreno, dando lugar a la coincidencia entre el periodo de la superestructura y el suelo, ocasionando una amplificación de las aceleraciones y desplazamientos. En sitios con estas características podría evaluarse el empleo de otro tipo de sistemas de protección sísmica.

Actualmente, en países como Japón, Chile y México, el aislamiento sísmico también es empleado en edificios altos. Debido a la densidad de las ciudades se busca que ante un sismo severo la mayoría de las personas permanezcan en los edificios, por tal motivo, se requiere de edificios que sean completamente funcionales después de ocurrido un evento sísmico. Esto tiene como principal objetivo evitar la saturación de los servicios de emergencia y transporte, evitando situaciones de caos (Becker *et al.*, 2015).

Es importante mencionar que, a partir del conocimiento de las características del terreno y una buena concepción estructural, es posible dotar a una estructura de las propiedades dinámicas que más convengan de acuerdo con el sitio en el que se desee construir. Es decir, para el caso de edificios con periodos largos (edificios altos o esbeltos), que son desplazados en terrenos firmes, es de esperarse un buen comportamiento ante sismos, debido a que el periodo estructural se encuentra alejado del periodo dominante del terreno. Caso contrario, si tal estructuración diera lugar a la aproximación entre el periodo de la superestructura y el suelo, lo cual podría exponer a la estructura a una mayor demanda sísmica.

2.2.1. Cambio de la respuesta en un edificio con aislamiento en la base

El cambio de la respuesta dinámica en un edificio con aisladores se debe a dos razones principales, el incremento del periodo fundamental y el incremento del amortiguamiento. En la figura 2.1 se muestra de forma esquemática el espectro de respuesta de aceleración y de desplazamiento de un registro hipotético. Se muestra el periodo fundamental, T_1 , de un edificio convencional, y el periodo objetivo, T_0 , de un edificio con aislamiento de base. En términos del espectro de respuesta o de diseño, se puede estimar la reducción de la demanda sísmica debida al movimiento del terreno expresada en términos del coeficiente sísmico.

En la figura 2.1a se observa que, al incrementar el periodo fundamental y el amortiguamiento, la superestructura pasa a la zona del espectro con bajas aceleraciones espectrales. En la figura 2.1b se muestra una de las posibles limitantes del empleo de aisladores, el incremento de desplazamientos laterales en la base de la superestructura. Se menciona como limitante debido a que se requiere de espacio libre en el perímetro del edificio y se requieren adecuaciones en instalaciones y otros elementos que pudieran ser afectados por grandes desplazamientos en la interfaz de conexión superestructura-subestructura.

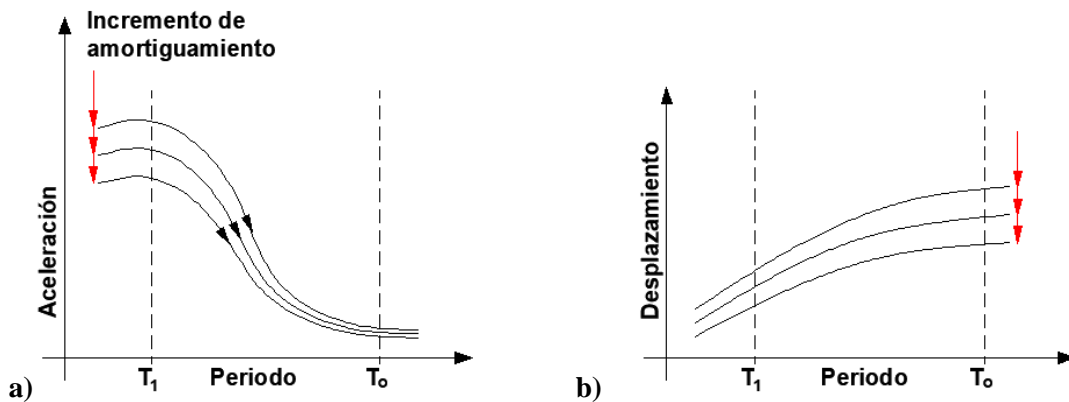


Figura 2.1. a) Espectro de aceleraciones y b) Espectro de desplazamiento

Es importante enfatizar que los máximos desplazamientos se concentran en la base reduciendo los desplazamientos relativos de entrepiso, los cuales son la principal causa de daño en los elementos estructurales, tal condición representa una de las principales ventajas. Es posible controlar los desplazamientos en la base incrementando el amortiguamiento, ya sea por medio de dispositivos adicionales o con las propiedades del sistema de aislamiento.

En la figura 2.2 se muestra la respuesta idealizada de un edificio convencional y de un edificio con aislamiento de base ante un sismo severo. En la estructura convencional (figura 2.2a), se espera que la disipación de energía inducida por el movimiento del terreno sea por medio de la formación de articulaciones plásticas, en las cuales se concentre el daño. Su formación no debe afectar su estabilidad estructural, evitando la formación de un mecanismo de colapso. Es conveniente que la concentración del daño sea tal que se produzca el modo de falla tipo viga-débil columna-fuerte, en el cual las articulaciones plásticas aparezcan en los extremos de las vigas.

El hecho de que los materiales incurrieren en la etapa no lineal de su comportamiento genera un mayor número de incertidumbres en el análisis y en la estimación de la respuesta dinámica. Por otro lado, la estructura en la cual se utiliza el sistema de aislamiento (figura 2.2b), concentra y disipa gran parte de la energía y deformación en el nivel de aisladores. Con esto se logra que la superestructura se comporte elásticamente, garantizando la integridad de sus elementos principales y una mejor estimación de la respuesta durante el análisis. Además, debido a la presencia del sistema de aislamiento se logra la reducción de distorsiones de entrepiso y la atenuación de las aceleraciones de piso, reduciendo el daño a elementos estructurales, no estructurales y contenidos.

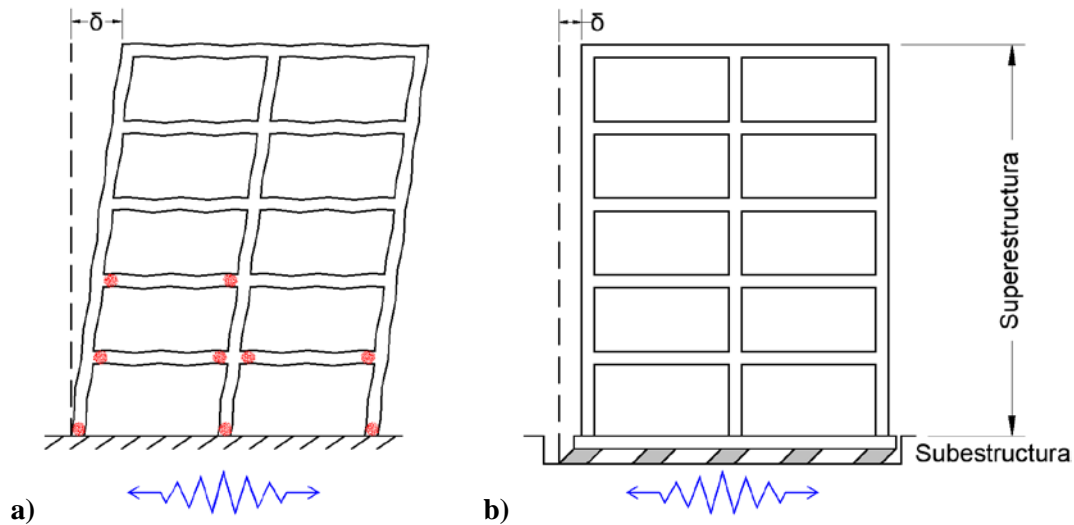


Figura 2.2. a) Edificio convencional y b) Edificio con aislamiento sísmico

2.3. CONTEXTO HISTÓRICO

Los primeros intentos ingenieriles por tratar de mitigar los efectos producidos por el movimiento del terreno mediante el principio de aislamiento de base datan del siglo XVII. Estos se atribuyen al geólogo inglés e ingeniero minero John Milne, quien fue profesor de minería y geología del Colegio Imperial de Ingeniería de Tokyo, Japón, durante los años 1876 y 1895. También reconocido por el

diseño del primer sismógrafo de péndulo horizontal. Milne construyó e instrumentó un edificio aislado en la Universidad de Tokyo, éste fue construido sobre balines. En 1885, describió sus experimentos en un reporte de la Asociación Británica (BA, por sus siglas en inglés), posteriormente, en 1886, publicó un reporte de seguimiento en la misma Asociación.

Una de las primeras aplicaciones del principio de aislamiento de base fue patentada por Jules Touaillon, registrada en la Oficina de Patentes estadounidense en febrero de 1870 (Buckle, 2000). En ella se describen las características de un “edificio a prueba de terremotos”, el cual estaba desplantado sobre balines de acero que eran capaces de deslizarse dentro de superficies curvas de poca profundidad, se sabe que pocas de estas pruebas se realizaron debido a su poca practicidad y desinterés por parte de los departamentos de construcción (Buckle, 2000). Posterior al terremoto de Nobi, que causara alrededor de 7 000 muertes en 1891, K. Kawai, presentó una propuesta de estructura con aislamiento en su base en el mismo año. Su propuesta fue publicada en el *Journal of Architecture and Building Science* (Izumi, 1988). Kawai propuso el empleo de rodillos debajo de la cimentación colocados en múltiples capas en dos direcciones ortogonales (figura 2.3a). En el año 1909, el gobierno italiano consideró una propuesta similar como estrategia de diseño sismorresistente después del terremoto de Messino-Reggio, ocurrido en 1908, en el cual murieron alrededor de 58 000 personas. La propuesta consistía en utilizar rodillos o superficies de arena entre la base de la estructura y el terreno de desplante (Forni y Martelli, 1998).

En agosto de 1909, el médico Johannes A. Calantarients (Naeim y Kelly, 1999), originario de la ciudad inglesa de Scarborough, escribió una carta al director del Servicio Sismológico de Santiago de Chile, en esta carta describía un método de protección sísmica que él mismo había desarrollado, en la cual se decía: “Realicé experimentos con balines muchos años antes de que fueran hechos en Japón e incluso mucho antes de que aparecieran los artículos de investigación, hace unos 25 años”, probablemente haciendo referencia a los experimentos realizados por el profesor Milne. Calantarients propuso que los edificios esenciales se construyeran sobre una junta lubricada. Esta junta permitiría a las estructuras deslizarse durante un terremoto, reduciendo la fuerza transmitida al edificio. Diseñó conexiones especiales para gas, aguas residuales y agua potable que fueran capaces de soportar los desplazamientos. Finalmente, en 1909, patentó su método de construcción en la Oficina Patentes Británica. Los esquemas mostrados en su patente (figura 2.3b), mostraban a un edificio aislado de la cimentación mediante el empleo de capas de arena fina o talco (Islam *et al.*, 2011). Su idea fue utilizada en Tokyo, durante la construcción del Hotel Imperial en 1921, este edificio fue capaz de soportar el terremoto de Kanto, ocurrido en 1923, el cual se piensa que alcanzó una magnitud de 8.3 en la escala de Richter (Ismail, 2010).

Uno de los primeros sistemas de aislamiento basado en elastómeros fue desarrollado por el ingeniero suizo K. Stadaucher. Éste fue utilizado en la construcción de la escuela primaria Pestalozzi, en Skopje, Macedonia, en el año de 1969 (Izumi, 1988), edificio de concreto de tres niveles, el cual fue diseñado y construido por ingenieros suizos. Al mismo tiempo, en Japón, se desarrollaron los aisladores de elastómero laminado. Su uso se popularizó en los años 70's, concentrando gran cantidad de las investigaciones hasta llegar al desarrollo del elastómero laminado con núcleo de plomo (LRB, por sus siglas en inglés), solucionando en parte el problema de recentrado y amortiguamiento de otros sistemas de la época. Posteriormente, en los años 80's, se mejoraron las propiedades del elastómero y se desarrolló el sistema de elastómero de alto amortiguamiento (HDRB, por sus siglas en inglés), (Ismail, 2010).

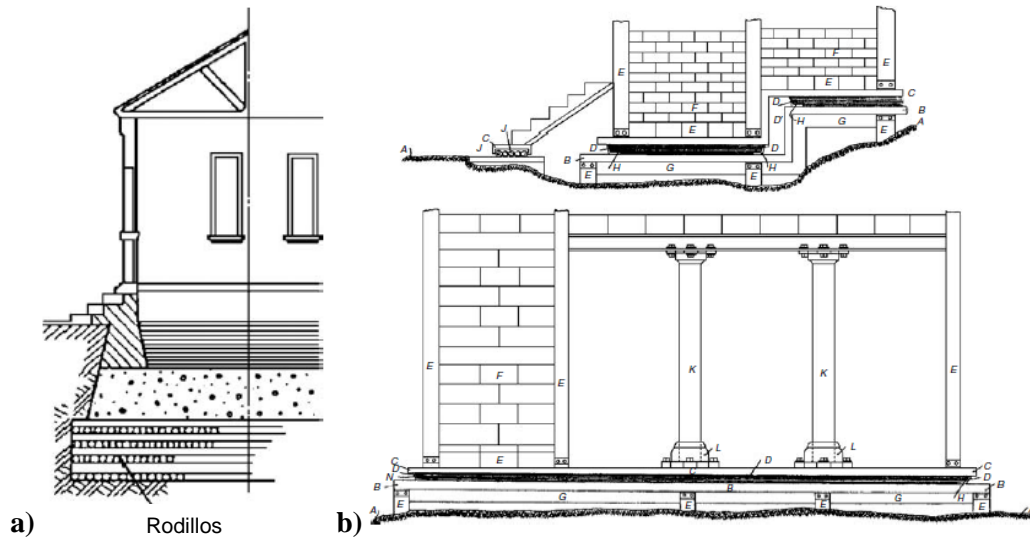


Figura 2.3. a) Sistema propuesto por K. Kawai (1891), b) Sistema patentado por J. A. Calantarients (1909)

El primer sistema basado en el péndulo de fricción (FPS, por sus siglas en inglés), fue desarrollado por Earthquake Protection Systems (1986), en San Francisco, California, y fueron estudiados analíticamente y experimentalmente por Zayas *et al.*, (1987). Los elementos FPS empleados estaban contruidos en acero y contaban con una sola superficie de deslizamiento curva que permitía concentrar los desplazamientos laterales en la base, y disipar energía por fricción (Kravchuk *et al.*, 2008). Este sistema fue utilizado por primera vez en la remodelación del edificio Marina Apartments, de cuatro niveles construido en San Francisco, California, que había sufrido daño durante el terremoto de Loma Prieta en 1989.

2.3.1. Edificios aislados en México y en el mundo

En México se construyó uno de los primeros edificios con un sistema de aislamiento en el mundo basado en esferas metálicas, se trata de una escuela de cinco niveles del año 1974 (González, 1964), ubicada en la zona de transición de la Ciudad de México, la cual fue analizada por Sosa y Ruiz (1992). Otro ejemplo es el hospital ISSSTE, Tláhuac, de la Ciudad de México, en el que se emplearon dos sistemas de aislamiento, de elastómero laminado con núcleo de plomo y péndulos de fricción. En este edificio se dio énfasis al control de aceleraciones de piso para protección de contenidos. En las costas del Pacífico mexicano se construye el centro vacacional aislado con mayor área en planta de Latinoamérica. Ambos proyectos han sido desarrollados por despachos de ingeniería de México.

En las últimas tres décadas se ha registrado un incremento importante en el empleo del aislamiento sísmico como técnica de protección de edificios importantes en países ubicados en zonas de alta sismicidad (Kelly, 1994; Buckle, 2000; Warn *et al.*, 2012). Esto en países como Nueva Zelanda, Japón, Estados Unidos, Italia, Chile y México. Recientemente, sismos como los ocurridos en Maule, Chile de 2010 (8.8 M_w) y en las costas del Pacífico de Japón de 2011 (9.0 M_w), han confirmado que los sistemas de aislamiento son capaces de proveer a las estructuras un elevado nivel de protección ante sismos de importante magnitud (Benzoni *et al.*, 2011). Entre los edificios más importantes que cuentan con aislamiento sísmico en el mundo se encuentran: el Museo de Louvre en Abu Dabi, Los Ángeles City Hall y el Centro Cultural Fundación Stavos Niarchos en Atenas.

2.4. RECOMENDACIONES DE DISEÑO

La SEAONC (Structural Engineers Association of Northern California), en 1986 publicó el primer documento de referencia para el diseño de estructuras aisladas, con el título “Tentative Seismic Isolation Design Requirements”, también conocido como Yellow Book (Naeim and Kelly, 1999). Asimismo, en 1989 el comité de sismología de la SEAOC, presentó el documento “General Requirements for the Design and Construction of Seismic Isolated Structures”, publicado en el Apéndice 1L de su “Blue Book”. Posteriormente, en el año 1991, en el UBC (Uniform Building Code), se consideró esta publicación en el apéndice de su Capítulo 23. En 1994, el BSSC (Building Seismic Safety Council), solicitó la integración de los requerimientos para diseño de estructuras con aislamiento sísmico y disipación de energía en el NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program).

En el año de 1996 se publicó una nueva versión del “Blue Book” de la SEAOC, y en el año siguiente apareció en el UBC. En el año de 1997 se realiza la integración de los tres documentos correspondientes a la SEAOC, UBC y NEHRP. Actualmente, Estados Unidos cuenta con normativas y códigos de diseño para aislamiento sísmico disponible para ingenieros e investigadores en el IBC 2012 (International Building Code), así como en la última versión disponible del NEHRP publicado por el FEMA (Federal Emergency Management Agency).

En Latinoamérica, Chile es uno de los países con mayor actividad sísmica, registrando sismos de hasta 9.5 M_w de magnitud. Este país ha realizado esfuerzos importantes para brindar a la comunidad ingenieril los requerimientos de diseño.

Actualmente, dado que aún no existe suficiente evidencia histórica que permita definir criterios menos conservadores y que simplifiquen el diseño, los reglamentos que definen especificaciones de diseño de edificios aislados son rigurosos en cuanto al análisis, diseño y cantidad de pruebas de los dispositivos. Entre los requerimientos que se pueden encontrar en reglamentos como el de Chile (NCh2745, 2003) o el reglamento estadounidense (ASCE 7-16, 2017), se indica que las propiedades dinámicas de los aisladores se deben determinar experimentalmente.

En México se han realizado esfuerzos importantes para desarrollar lineamientos de diseño, como los propuestos por Tena (1997), que plantea un procedimiento de diseño estático basado en las recomendaciones del UBC. En el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, en su apartado de Diseño por Sismo (MDOC DS, 2015), se presenta un capítulo dedicado al análisis y diseño de los sistemas de aislamiento y disipación de energía. De la misma forma, las Sociedades de Ingeniería han participado en la difusión de los beneficios del empleo de sistemas de protección, incentivando a ingenieros y a arquitectos para su empleo como solución sismo-resistente.

2.5. ANÁLISIS APROXIMADO DE SISTEMAS CON AISLAMIENTO EN LA BASE

En esta sección se presenta el modelo de 2GDL, que por su sencillez, brinda una aproximación rápida y aceptable de la respuesta del sistema con aislamiento en la base. Resulta particularmente útil en la estimación de los desplazamientos y en el predimensionamiento de los aisladores, sin la necesidad de un consumo importante de recursos computacionales.

2.5.1. Modelo lineal de 2GDL

Una aproximación del comportamiento de los edificios aislados fue presentada por James M. Kelly en su publicación “Base Isolation: Linear Theory and Design” (Kelly, 1990). En la cual menciona que el comportamiento puede describirse a través de un modelo lineal de 2GDL haciendo la consideración de un amortiguamiento viscoso lineal. La simplicidad del modelo ayuda al entendimiento del comportamiento del sistema aislado. La figura 2.4 muestra los elementos del modelo, donde m , K , y C , representan la masa, rigidez y amortiguamiento de la superestructura, m_b , K_b y C_b , corresponden a la masa en el nivel de aislamiento y las propiedades de rigidez y amortiguamiento del sistema de aislamiento, respectivamente. También se observan los desplazamientos absolutos del nivel de aislamiento y de la superestructura.

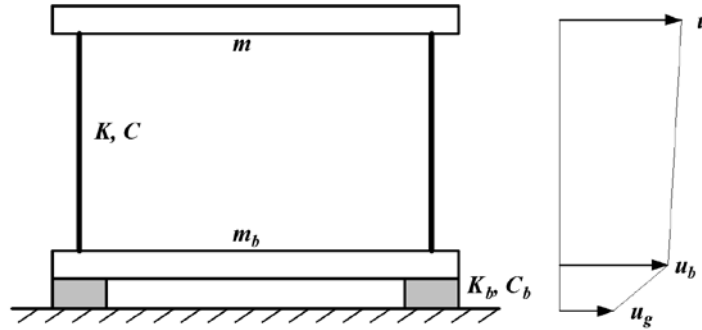


Figura 2.4. Componentes del modelo de 2GDL (Kelly, 1990)

Las ecs de movimiento absoluto son:

$$m\ddot{u} = -c(\dot{u} - \dot{u}_b) - k(u - u_b) \quad (2.1)$$

$$m\ddot{u}_b + m_b\dot{u}_b = -c_b(\dot{u}_b - \dot{u}_g) - k_b(u_b - u_g) \quad (2.2)$$

Empleando desplazamientos relativos del nivel de aislamiento y de la superestructura, donde u , es el desplazamiento absoluto de la superestructura, u_b es el desplazamiento absoluto del nivel de aislamiento y u_g es el desplazamiento del terreno:

$$v_s = u - u_b \quad (2.3)$$

$$v_b = u_b - u_g \quad (2.4)$$

Con el empleo de las ecs 2.3 y 2.4, las ecs 2.1 y 2.2 se obtienen las ecs 2.5 y 2.6, respectivamente:

$$m\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + c\dot{v}_s + kv_s = -m\ddot{u}_g \quad (2.5)$$

$$(m + m_b)\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + c_b\dot{v}_b + k_bv_b = -(m_b + m)\ddot{u}_g \quad (2.6)$$

Despreciando el desplazamiento relativo entre la superestructura y el nivel de aislamiento (es decir, $u - u_b = 0$), se tiene la siguiente ecuación de 1 GDL:

$$M\ddot{v}_b + c_b\dot{v}_b + k_b v_b = -M\ddot{u}_g \quad (2.7)$$

Donde M representa la suma de la masa de la superestructura, m , y la del nivel de aislamiento, m_b . Esta ecuación puede ser resuelta mediante el método exacto o mediante una regla de combinación modal. Para determinar las formas modales, frecuencias y factores de participación. La ec 2.7 se expresa en forma matricial:

$$M^* \ddot{v}^* + C^* \dot{v}^* + K^* v^* = -M^* r^* \ddot{u}_g \quad (2.8)$$

Donde:

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

$$v^* = \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} \quad r^* = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

2.5.1.1. Propiedades dinámicas y respuesta del modelo de 2GDL

Haciendo la siguiente estimación de orden de magnitudes, se supone que:

i) $m_b < m$ y son del mismo orden de magnitud.

ii) $\omega_s = \left(\frac{K}{m}\right)^{1/2} \gg \omega_b = \left(\frac{K_b}{M}\right)^{1/2}$ y se define el parámetro $\varepsilon = \left(\frac{\omega_b}{\omega_s}\right)^2$, donde ε tiene el orden de magnitud de 0.01 a 0.1. Este cociente define el contraste de rigidez mínimo entre la rigidez lateral de la superestructura y el sistema de aislamiento.

iii) $\xi_s = \frac{C}{2m\omega_s}$ y $\xi_b = \frac{C_b}{2m\omega_b}$ los cuales son del mismo orden de magnitud que ε .

La relación de masas del orden de 0.5 a 1.0, se define como:

$$\gamma = \frac{m}{M} \quad (2.9)$$

La frecuencia para cada modo se define como (Kelly, 1990):

$$\omega_1^2 = \omega_b^{2*} = \omega_b^2 \left(1 - \gamma \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \right) \quad (2.10)$$

$$\omega_2^2 = \omega_s^{2*} = \frac{\omega_s^2}{1 - \gamma} \left(1 + \gamma \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \right) \quad (2.11)$$

Siempre y cuando exista un contraste de rigidez adecuado, es decir, que los valores del cociente de frecuencias sea del orden de 0.01 a 0.1, es posible tomar como buena aproximación los primeros términos de las ecs 2.10 y 2.11:

$$\omega_b^* = \omega_b \quad (2.12)$$

$$\omega_s^* = \frac{\omega_s}{(1 - \gamma)^{1/2}} \quad (2.13)$$

Las formas modales se definen como (Kelly, 1990):

$$\begin{pmatrix} \phi_{b,1} \\ \phi_{s,1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 \\ \omega_b^2 / \omega_s^2 \end{pmatrix} \quad (2.14)$$

$$\begin{pmatrix} \phi_{b,2} \\ \phi_{s,2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 \\ -\frac{1}{\gamma} \left(1 - (1 - \gamma) \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \right) \end{pmatrix} \quad (2.15)$$

La figura 2.5 muestra las formas modales obtenidas con las ecs 2.14 y 2.15. Se observa que el primer modo, $\phi^{(1)}$, se aproxima a la forma modal de una estructura que se comporta prácticamente como cuerpo rígido, mientras que el segundo modo, $\phi^{(2)}$, contribuye a la deformación de la superestructura, que, de acuerdo con los factores de participación, representa alrededor del 10 a 15 por ciento de la respuesta.

Los factores de participación se definen como (Kelly, 1990):

$$\Gamma_1 = 1 - \gamma\varepsilon \quad (2.16)$$

$$\Gamma_2 = \gamma\varepsilon \quad (2.17)$$

Si existe un contraste adecuado de rigidez el valor de ε , es del orden de magnitud de 0.01 a 0.1 y por lo tanto, la respuesta del edificio queda determinada por el primer modo, correspondiente al conjunto aislado.

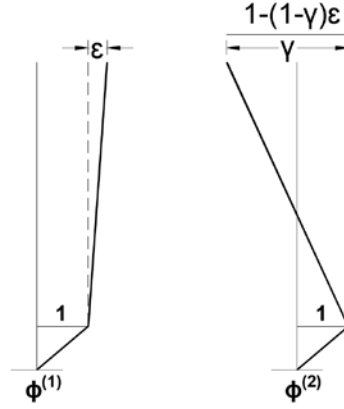


Figura 2.5. Formas modales del modelo de 2GDL

El amortiguamiento asociado con cada modo se define como (Kelly, 1990):

$$\xi_b^* = \xi_b \left(1 - \frac{3}{2} \gamma \epsilon \right) \quad (2.18)$$

$$\xi_s^* = \left(\frac{\xi_s}{(1-\gamma)^{1/2}} + \frac{\gamma \xi_b \epsilon^{1/2}}{(1-\gamma)^{1/2}} \right) \left(1 - \frac{1}{2} \gamma \epsilon \right) \quad (2.19)$$

Las componentes modales para la estimación de los valores máximos a partir del espectro de aceleración:

$$|q_1|_{m\acute{a}x} = \Gamma_1 \frac{S_a(\omega_b^*, \xi_b^*)}{\omega_b^{*2}} \quad (2.20)$$

$$|q_2|_{m\acute{a}x} = \Gamma_2 \frac{S_a(\omega_s^*, \xi_s^*)}{\omega_s^{*2}} \quad (2.21)$$

Donde $S_a(\omega, \xi)$, corresponde a la pseudoaceleración del espectro de respuesta o de diseño para un valor de frecuencia y amortiguamiento determinado.

Los desplazamientos máximos se pueden determinar utilizando la regla de combinación modal raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS, por sus siglas en inglés):

$$|v_s|_{m\acute{a}x} = \left\{ (\phi_s^1 |q_1|_{m\acute{a}x})^2 + (\phi_s^2 |q_2|_{m\acute{a}x})^2 \right\}^{1/2} \quad (2.22)$$

$$|v_b|_{m\acute{a}x} = \left\{ (\phi_b^1 |q_1|_{m\acute{a}x})^2 + (\phi_b^2 |q_2|_{m\acute{a}x})^2 \right\}^{1/2} \quad (2.23)$$

El coeficiente sísmico de diseño c , se define como:

$$c = \frac{k_s |v_s|_{\text{máx}}}{m} = \omega_s^2 |v_s|_{\text{máx}} \quad (2.24)$$

El coeficiente sísmico de diseño para un edificio de base fija se puede estimar con base en el espectro de respuesta o de diseño, de acuerdo con la ec 2.25:

$$c = \omega_s^2 S_d(\omega_s, \xi_s) = S_a(\omega_s, \xi_s) \quad (2.25)$$

El coeficiente sísmico de diseño para un edificio aislado se define como:

$$c = \omega_s^2 \left\{ \frac{\varepsilon^2 (1 - \gamma \varepsilon)^2 S_a^2(\omega_b^*, \xi_b^*)}{\omega_b^{*4}} + \frac{\varepsilon^2 [1 - (1 - \gamma) \varepsilon]^2 S_a^2(\omega_s^*, \xi_s^*)}{\omega_s^{*4}} \right\}^{1/2} \quad (2.26)$$

Recordando que, $\omega_b^{*2} = \omega_b^2 (1 - \gamma \varepsilon)$ y $\omega_s^{*2} = \omega_s^2 (1 + \gamma \varepsilon) / (1 - \gamma)$, se simplifica la ec 2.26 y se obtiene la ec 2.27:

$$c = \left\{ S_a^2(\omega_b^*, \xi_b^*) + \varepsilon^2 (1 - \gamma)^2 (1 - 2\varepsilon) S_a^2(\omega_s^*, \xi_s^*) \right\}^{1/2} \quad (2.27)$$

El cortante basal de diseño para la superestructura se define como:

$$V_b = c W_s \quad (2.28)$$

donde W_s es el peso de la superestructura por encima del nivel de aislamiento.

Si se tiene una adecuada separación de las frecuencias ω_b y ω_s , el segundo término de la ec 2.27 es despreciable. Esto indica que para valores pequeños del cociente de frecuencias, ε , puede realizarse el diseño preliminar del sistema de aislamiento para el desplazamiento relativo obtenido del espectro de diseño o de respuesta de pseudodesplazamientos como $S_d(\omega_b, \xi_b)$, y se puede estimar el coeficiente sísmico de diseño para la superestructura obtenido del espectro de diseño o de respuesta de pseudoaceleración como $S_a(\omega_b, \xi_b)$, (Kelly, 1990).

2.6. PROCEDIMIENTO

Para la realización de esta investigación, se determinó analítica y experimentalmente la respuesta de un edificio con aislamiento sísmico. Se realizaron un total de tres ensayos, uno de intensidad baja y dos más de intensidad alta, los cuales se realizaron en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM. El registro empleado corresponde a la señal medida durante el terremoto de Lolleo, ocurrido en Chile, el 3 de marzo de 1985. Para medir la respuesta dinámica del edificio durante los ensayos se utilizaron acelerómetros y transductores de desplazamiento, estos se colocaron en cada nivel. Para la estimación analítica de la respuesta se realizaron análisis dinámicos no lineales (ADNL), en dos programas de cómputo.

2.6.1. Aisladores de elastómero

Este tipo de aislamiento ha sido utilizado en edificios de Chile, Nueva Zelanda, Japón, Estados Unidos, Italia, México, entre otros. En el mercado es posible encontrar distintas variantes de estos. Entre ellos se encuentran los aisladores de elastómero laminado con núcleo de plomo (LRB, por sus siglas en inglés), desarrollado en Nueva Zelanda en 1975 por W. H. Robinson (Skinner *et al.*, 1993), y los aisladores de elastómero de alto amortiguamiento (HDRB, por sus siglas en inglés).

La figura 2.6 muestra los principales elementos que componen a un aislador tipo LRB y uno tipo HDRB. Las placas de apoyo de acero que se encuentran adheridas con el elastómero y tienen la función de transmitir la carga axial uniformemente al aislador, además, son la conexión entre la subestructura y la superestructura. El elastómero, para el caso de los aisladores tipo LRB, cuenta con las delgadas placas de acero confinan al núcleo de plomo, material cristalino que por sus características proporciona una importante disipación de energía por histéresis, además, incrementa el amortiguamiento. Su comportamiento puede considerarse como elastoplástico presentando la fluencia a bajos niveles de esfuerzo, alrededor de 102 kg/cm^2 . Para el caso de los aisladores tipo HDRB, el elastómero solo cuenta con las láminas de acero adheridas mediante vulcanización que incrementan su rigidez axial, no aportan rigidez horizontal, valor que depende del módulo de cortante del elastómero.

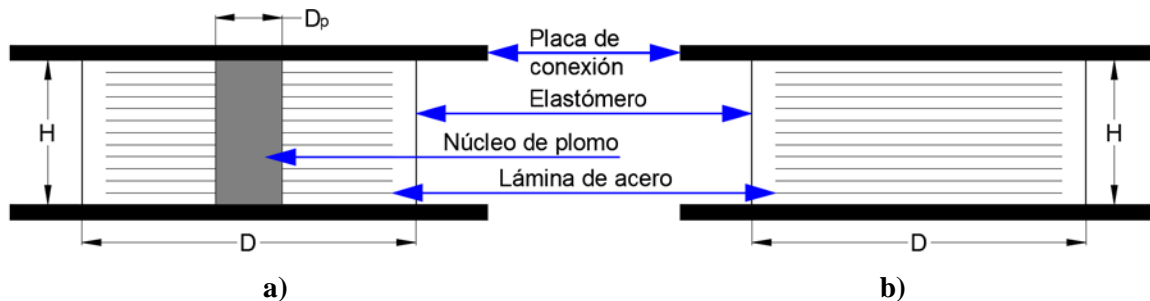


Figura 2.6. Componentes de un aislador tipo LRB (a) y HDRB (b)

El comportamiento de este tipo de aisladores puede ser idealizado mediante un modelo bilineal como el que muestra la figura 2.7, donde se identifican los tres parámetros principales que caracterizan su comportamiento. El parámetro K_1 , representa la rigidez inicial, la cual al ser alta brinda la rigidez suficiente para soportar cargas de servicio como pueden ser los efectos del viento o sismos moderados. El valor de K_1 , se obtiene a partir de ciclos histéreticos de ensaye de aisladores o de manera aproximada se considera que es de alrededor de 10 veces la rigidez post-fluencia, K_2 , la cual es baja y es igual a la rigidez a cortante del elastómero. El parámetro Q , es la fuerza característica que, para el caso de aisladores tipo LRB es proporcionada por el núcleo de plomo y es igual al esfuerzo de fluencia

del plomo por el área del núcleo. Una vez se produce la deformación en el aislador tipo LRB, se disipa energía en el núcleo y el elastómero proporciona la fuerza de recentrado, que es la encargada de llevar a su posición original al edificio.

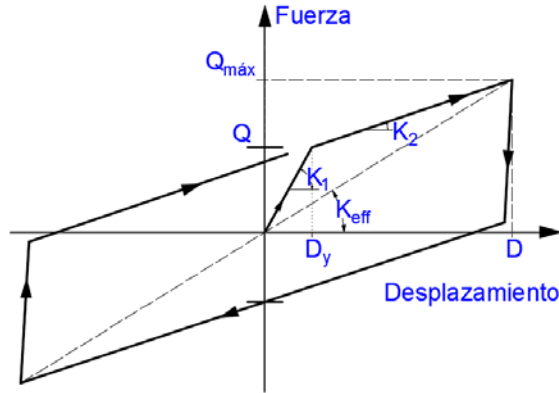


Figura 2.7. Parámetros del ciclo histerético del aislador tipo LRB

La rigidez efectiva, K_{eff} , es la secante que pasa por los extremos del ciclo histerético y se define en términos de los tres parámetros principales como (Naeim y Kelly, 1999):

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D} \quad (2.29)$$

Donde D es el desplazamiento horizontal del aislador y es mayor o igual que el desplazamiento de fluencia, D_y . El desplazamiento D_y se define en término de los parámetros principales como:

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2} \quad (2.30)$$

El amortiguamiento efectivo, β_{eff} , es función de la cantidad de energía disipada por ciclo histerético, W_D , la cual se define como:

$$W_D = 4Q(D - D_y) \quad (2.31)$$

Y el amortiguamiento efectivo se define como (Naeim y Kelly, 1999):

$$\beta_{eff} = \frac{4Q(D - D_y)}{2\pi K_{eff} D^2} \quad (2.32)$$

2.6.2. Aisladores de doble péndulo de fricción

Son aisladores basados en el principio del péndulo, por lo tanto, el periodo fundamental de una estructura aislada con este sistema dependerá principalmente del radio de curvatura de la superficie curva, R , tendiendo su comportamiento al de un péndulo simple, lo cual proporciona independencia de la masa de la estructura. La disipación de la energía se produce por la fricción durante el movimiento entre las superficies de deslizamiento. Este tipo de aisladores se componen por tres elementos, dos superficies de deslizamiento curvas y entre ellas un deslizador rígido de acero (figura 2.8).

En las figuras 2.8a, 2.8b y 2.8c, se muestran los elementos que componen a un aislador del tipo doble péndulo de fricción, los cuales son construidos de acero inoxidable. La figura 2.8a muestra los radios de curvatura, R . Las superficies de deslizamiento del aislador tienen coeficientes de fricción estático, μ_{slow} y dinámico, μ_{fast} , el primero corresponde a la condición de reposo y el segundo a la etapa de inicio del movimiento, su valor es variable, depende del material de la superficie, la temperatura, velocidad de deslizamiento, envejecimiento, entre otros. Existen valores típicos de acuerdo con el material de la superficie, sin embargo, es importante verificar su valor experimentalmente. En la figura 2.8b se indica el desplazamiento relativo, d , entre las dos superficies de deslizamiento. La figura 2.8c muestra que una de las ventajas del aislador de doble péndulo de fricción respecto a los aisladores de péndulo de fricción compuesto por sólo una superficie de deslizamiento, tener dos superficies de deslizamiento permite que el aislador de doble péndulo se desplace el doble de lo que se desplazaría un aislador simple con el mismo diámetro. Finalmente, la figura 2.8d muestra la geometría en planta y se indica el diámetro, D . Estos aisladores circulares tienen la misma capacidad de desplazamiento en todas las direcciones.

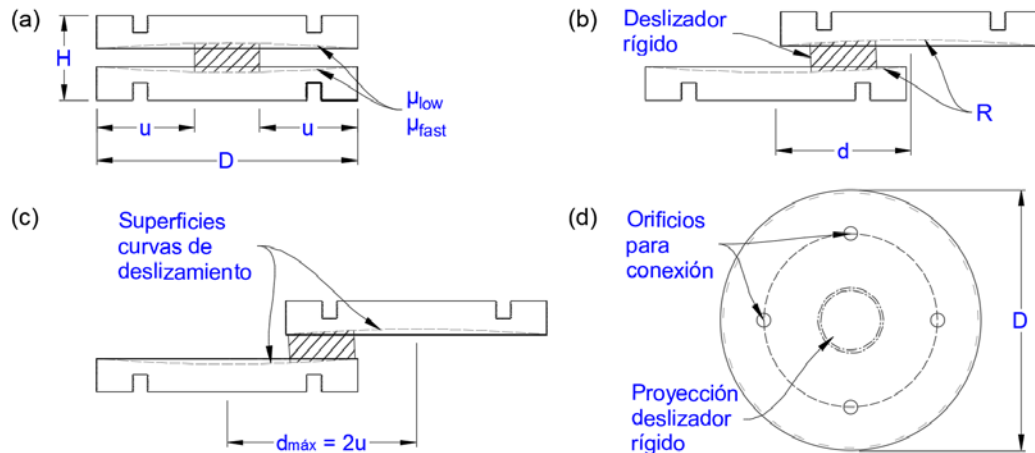


Figura 2.8. Componentes del sistema de Doble Péndulo de Fricción

2.6.2.1. Variables que definen el comportamiento no lineal de un aislador

El comportamiento no lineal de los aisladores de fricción se puede representar mediante la curva bilineal fuerza desplazamiento que se muestra en la figura 2.9. Las variables que la definen son, la fuerza de fricción, antes del desplazamiento (ec 2.33), donde N_{sd} es la máxima carga axial que soporta el aislador durante el evento sísmico, y μ_{slow} , es el coeficiente de fricción estático asociado al reposo, que existe un instante antes de que inicie el desplazamiento.

El parámetro K_1 , es la rigidez inicial y tiene el mismo valor que la fuerza F_o (ec 2.33) asumiendo que el desplazamiento de fluencia, d_y , es igual a 1 mm (recomendado por el fabricante FIP Industriale para sistemas de doble péndulo de fricción). El parámetro K_2 , es la rigidez postfluencia, definida por la carga axial y el radio de curvatura, R , de las superficies de deslizamiento (ec 2.34). El parámetro $F_{máx}$, es la fuerza máxima que puede desarrollar el aislador (ec 2.35) y el parámetro K_e , es la rigidez efectiva (ec 2.36).

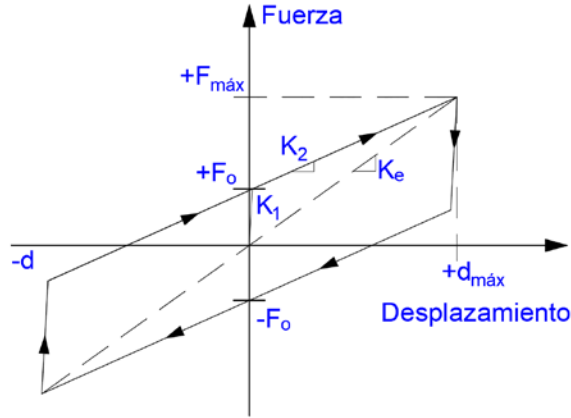


Figura 2.9. Curva bilineal fuerza-desplazamiento

Las siguientes expresiones definen las variables que caracterizan el ciclo histéretico mostrado en la figura 2.9.

$$F_o = \mu_{slow} N_{Sd} \quad (2.33)$$

$$K_2 = \frac{N_{Sd}}{R} \quad (2.34)$$

$$F_{máx} = F_o + K_2 d = \mu_{low} N_{Sd} + \frac{N_{Sd}}{R} d \quad (2.35)$$

$$K_e = N_{Sd} \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_{slow}}{d} \right) \quad (2.36)$$

En las ecuaciones anteriores, d es el desplazamiento horizontal del aislador. Con la ec 2.34 y con las definiciones básicas de frecuencia y periodo natural de vibración, se puede obtener la ecuación del periodo de vibración del péndulo simple que demuestra la independencia de la masa (ec 2.37).

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (2.37)$$

El coeficiente de fricción μ , es variable y dependiente de la velocidad de desplazamiento, como indica la ec 2.38, (Constantinou *et al.*, 1990), donde, v es la velocidad de deslizamiento, los parámetros μ_{fast} y μ_{slow} , son los coeficientes de fricción a una velocidad máxima y mínima respectivamente, el parámetro

α controla el cambio de los coeficientes μ_{slow} a μ_{fast} . El fabricante de los aisladores (FIP Industriale), determinó experimentalmente los valores de los coeficientes de fricción de acuerdo con las recomendaciones de European Standard Anti-seismic Devices (EN 15129, 2009). Como resultado se obtuvieron los coeficientes de fricción promedio de μ_{slow} igual a 2.8 por ciento y μ_{fast} igual a 2.5 por ciento.

$$\mu = \mu_{fast} - (\mu_{fast} - \mu_{slow}) \cdot e^{-\alpha \cdot |\dot{u}|} \quad (2.38)$$

Otra característica que mejora la respuesta dinámica de un edificio con aislamiento tipo péndulo de fricción, es la disipación de la energía cinética inducida por el movimiento del terreno, esto debido a la roce entre el deslizador rígido y las superficies curvas. Es posible cuantificar de forma indirecta esta capacidad mediante el concepto de amortiguamiento, su valor está dado por el área dentro del ciclo de histéresis. La Federal Emergency Management Agency (FEMA), define en sus recomendaciones y ejemplos de diseño (FEMA 451, 2006), los conceptos de rigidez efectiva, K_e (ec 2.39) y amortiguamiento efectivo, ξ_e (ec 2.41), que es función del área del ciclo histerético, E_{loop} , definido en la ec 2.40.

$$K_e = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} \quad (2.39)$$

$$E_{loop} \approx 4(\Delta F_y - F \Delta_y) \quad (2.40)$$

$$\xi_e = \frac{2}{\pi} \left(\frac{E_{loop}}{k_e (|\Delta^+| + |\Delta^-|)^2} \right) \quad (2.41)$$

CAPÍTULO 3

ESTUDIO DE LA RESPUESTA SÍSMICA DEL EDIFICIO CON BASE FIJA

3.1. INTRODUCCIÓN

Blandón y Rodríguez (2007), estudiaron dos edificios miniatura de acero estructural con el fin de evaluar las fuerzas inerciales en el plano de los sistemas de piso. En dicha investigación se realizaron ensayos sísmicos a dos edificios de base fija, denominados EM1 y EM2, ambos edificios con la misma estructuración, pero con diferente cantidad de masa. Como resultado, se formuló la propuesta de diseño sísmico de sistemas de piso. Para la realización de estos ensayos se tomó como base el estudio de una estructura similar ensayada en la mesa vibradora de la Universidad de Canterbury, en Nueva Zelanda (Kao, 1998).

En este capítulo se define el criterio de selección de uno de los edificios de base fija, sus características, y su respuesta dinámica en términos de desplazamiento, aceleración y coeficiente sísmico. El comportamiento sísmico determinado en uno de estos dos edificios se compara con el obtenido en los ensayos en la mesa vibradora del edificio con aisladores.

3.2. ELECCIÓN DE UN EDIFICIO DE BASE FIJA PARA ESTE ESTUDIO CON FINES COMPARATIVOS CON UN EDIFICIO AISLADO

El primer paso fue la elección de un edificio de los dos estudiados por Blandón y Rodríguez (2007) para posteriormente comparar la respuesta dinámica de este edificio pero con aislamiento de base. La elección del edificio con base fija para este estudio quedó regida por las características del aislador requerido. En la parte inicial de esta investigación sólo se había contemplado la opción de aislamiento sísmico mediante elastómero de sección circular, por tal motivo, la elección del edificio de estudio se realizó considerando este tipo de aisladores.

Para la determinación de las dimensiones requeridas de los aisladores de elastómero, se estimó la respuesta dinámica de ambos edificios aislados utilizando el modelo lineal de 2GDL (Kelly, 1990). A partir de este modelo se determinaron los dos primeros modos de vibrar y sus frecuencias, periodo y amortiguamiento de ambos edificios considerando aislamiento de base. El modo fundamental corresponde al sistema de aislamiento y el segundo al de la superestructura modificado por la presencia de los aisladores de base. Una vez obtenidas las propiedades dinámicas del sistema (periodo del sistema aislado y amortiguamiento), se utilizó una familia de espectros de respuesta de la señal a emplear en los ensayos con distintos valores de fracción de amortiguamiento crítico, ξ , (7, 10, 15, 20 y 25 por ciento), intervalo de valores de amortiguamiento típico de aisladores de elastómero. Mediante interpolación se estimó el desplazamiento máximo de los aisladores, $v_{b\max}$, y el coeficiente sísmico, c , correspondiente a la superestructura.

Uno de los objetivos específicos de esta investigación consistió en mantener el comportamiento del edificio aislado dentro del intervalo elástico, para esto se inició con la estimación del periodo fundamental requerido considerando el aislamiento en la base. El parámetro de referencia empleado para definir el límite entre el comportamiento elástico e inelástico de los edificios de base fija, fue el coeficiente sísmico de fluencia, c_y , determinado mediante un análisis estático no lineal (AENL).

La estimación del periodo objetivo requerido, T_o , se realizó con el espectro de respuesta elástico de pseudoaceleración de la señal a emplear en los ensayos de intensidad alta, considerando el valor de amortiguamiento mínimo propuesto, el cual fue igual a 15 por ciento del crítico. La figura 3.1 muestra el espectro de respuesta elástico de pseudoaceleración para una fracción de amortiguamiento crítico del 15 por ciento (valor mínimo propuesto), asimismo, se muestran los periodos objetivos requeridos estimados para los dos edificios, EM1 y EM2, considerándolos aislados. Para el edificio EM1, con un coeficiente c_y , con valor igual a 0.12, se requirió un periodo objetivo, T_o , igual a 2.25 s, para el edificio EM2 con un coeficiente c_y igual a 0.28, se requirió un periodo T_o igual a 1.46 s. En función de estos valores y las características de los edificios se determinó la geometría requerida del elastómero.

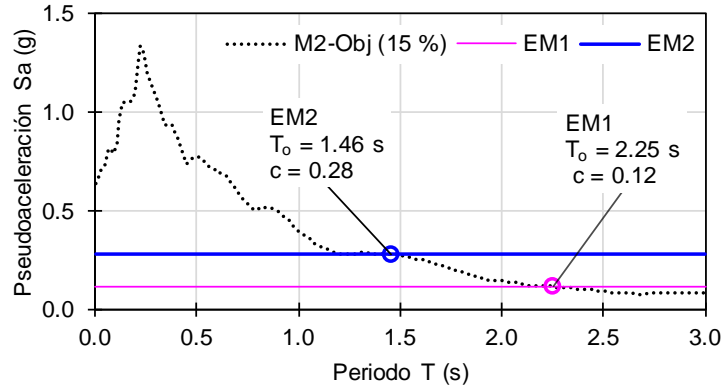


Figura 3.1. Estimación del periodo fundamental requerido para el edificio con aislamiento

El periodo objetivo, T_o , corresponde a la estimación del periodo fundamental del edificio aislado. Es importante mencionar que este procedimiento supone una linealización del problema y corresponde a la etapa de predimensionamiento.

La geometría de los aisladores se determinó a partir de su desplazamiento máximo, $U_{b\text{máx}}$, y su deformación por cortante máxima, $\gamma_{c\text{máx}}$, valores obtenidos mediante la teoría del modelo de 2GDL. Este tipo de aisladores pueden alcanzar deformaciones por cortante de hasta el 250 por ciento (Naeim y Kelly, 1999). Para este caso, y por las dimensiones requeridas de los aisladores dicho valor se limitó a 150 por ciento. Se estableció una relación de esbeltez, $t_r / D < 1$, donde t_r y D , son el peralte total y el diámetro del elastómero, respectivamente. Se estableció como fracción de amortiguamiento crítico, ξ , mínimo igual a 15 por ciento, con la intención de que el fabricante pudiera alcanzar este valor incluso empleando aisladores de elastómero de alto amortiguamiento, sin la necesidad de emplear el núcleo de plomo y así, simplificar su fabricación.

Del análisis de edificio EM1 aislado con elastómeros, se determinó que para que el coeficiente sísmico se conservara por debajo o igual al coeficiente c_y , se requería de aisladores con un peralte total, t_r , igual a 90 mm y un diámetro, D , igual a 80 mm, con una fracción del amortiguamiento crítico, ξ , de 15 por ciento. Con tal geometría, se superó la limitante de esbeltez, $t_r / D > 1$ y la deformación por cortante para un desplazamiento $U_{b\text{máx}}$, de 138 mm fue igual a 151 por ciento.

Para el edificio EM2 aislado con el mismo amortiguamiento y la misma limitante de esbeltez, se requería de un peralte, t_r , igual a 100 mm y un diámetro, D , igual a 110 mm, con estos valores el cociente del peralte total y el diámetro, resultó igual a 0.84, además, el coeficiente sísmico, c , obtenido fue igual a 0.28, igual al coeficiente c_y , y la deformación por cortante fue igual a 138 por ciento para un desplazamiento $U_{b\text{máx}}$, de 138 mm. Por tal motivo, se eligió para este estudio el edificio EM2.

3.2. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYE DEL EDIFICIO CON BASE FIJA

3.2.1. Características principales del edificio con base fija

El edificio con base fija que se presenta en esta investigación para compararlo con el edificio con aisladores en la base, representa un edificio convencional de base fija con cinco niveles (figura 3.2a). El edificio es regular en planta, estructurado con base en marcos de acero. El sistema de piso está formado por seis lingotes soportados por bandejas de acero, atornillados y ligados entre sí por una placa metálica formando un diafragma rígido (figura 3.3a), este conjunto representa la masa de cada nivel. La figura 3.3a, muestra el arreglo parabólico de los tornillos que fijan la lámina a los lingotes, tal configuración dirige la fuerza inercial a los marcos externos, evitando que las vigas de los marcos transversales se flexionen horizontalmente (Kao, 1998).

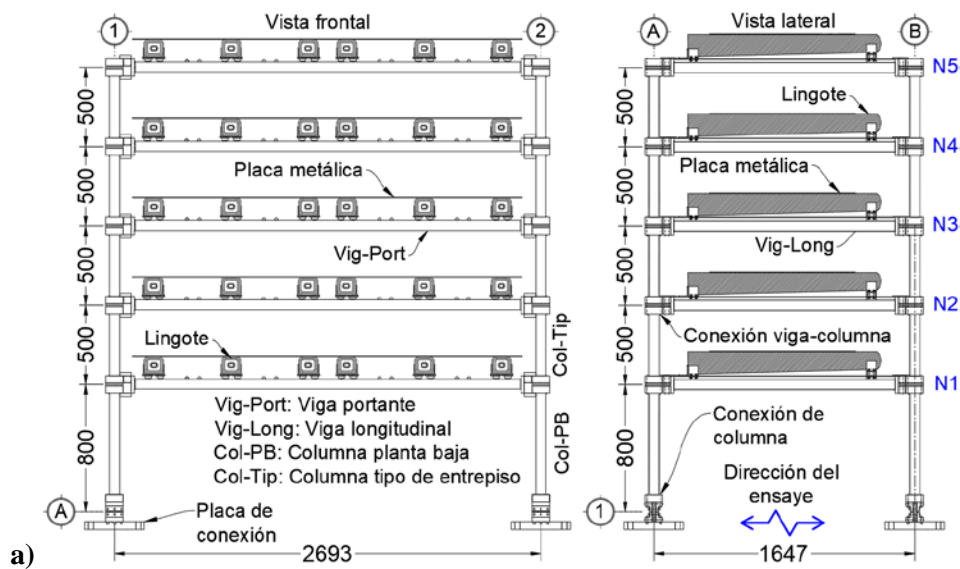
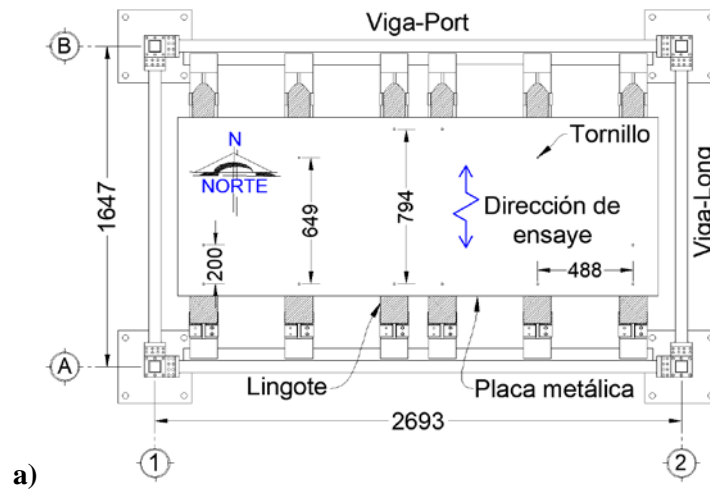


Figura 3.2. Modelo EM2, a) Vista frontal y lateral (cotas en mm), b) Instrumentación

Las condiciones de apoyo de las bandejas que soportan los lingotes y se apoyan sobre las vigas portantes (Vig-Port) ubicadas en el sentido largo, corresponden a las de una viga simplemente apoyada con un extremo que permite el giro y un extremo libre que permite el desplazamiento lateral, de este modo, las vigas portantes sólo quedan sometidas a la carga gravitacional dada por el peso de los lingotes, bandejas y placa. En el sentido corto se encuentran las vigas longitudinales (Vig-Long), cuyo diseño quedó regido por sismo. La figura 3.2b muestra el edificio EM2 sobre la mesa vibradora y la colocación de la instrumentación. La figura 3.3b muestra el montaje del sistema de piso.

Las vigas y columnas del edificio EM2 fueron de perfil tubular rectangular hueco de 63.5 por 63.5 por 4.5 mm, con esfuerzo de fluencia nominal, F_y igual a 3,515 kg/cm². El material empleado en las placas de las conexiones fue acero denominado *cold rolled*. La principal característica de este modelo es la incorporación de elementos llamados *fusibles*, ubicados en la base de columnas de la planta baja (figura 3.4) y en los extremos de las vigas longitudinales (figura 3.5). En dichos elementos se concentran las deformaciones inelásticas, permitiendo que el resto de la estructura permanezca elástica. Para los elementos *fusibles* se empleó acero A36 y sus propiedades mecánicas fueron determinadas por medio de ensayos a tensión de probetas. De estos ensayos se obtuvo un esfuerzo de fluencia F_y igual a 3,060 kg/cm². Las vigas y columnas fueron diseñadas para que durante los ensayos se comportaran elásticamente y la respuesta inelástica se deba principalmente a la respuesta de los *fusibles*.



a)



b)

Figura 3.3. a) Planta tipo de entrepiso (cotas en mm) y b) Ensamble de entrepiso

La tabla 3.1 resume las características de este edificio. El periodo fundamental y el amortiguamiento fueron obtenidos experimentalmente (Blandón y Rodríguez, 2007).

Tabla 3.1. Características del edificio EM2

Descripción	Símbolo	
Peso de la estructura	W_s	66.24 kN
Periodo fundamental, experimental	T_1	0.49 s
Amortiguamiento	ξ_s	2.0 %
Altura de entepiso	h_i	0.50 m
Altura de planta baja	h_{PB}	0.87 m
Altura total	H	2.90 m

3.2.2. Elementos de conexión

Las figuras 3.4 y 3.5 muestran el arreglo de placas que conforman la conexión placa base-columna y la conexión viga-columna, respectivamente. En ambos casos la conexión fue atornillada. En la figura 3.4a se muestra una vista en planta de la placa base-columna y se indican los orificios para conexión con la mesa vibradora. En la vista lateral A – A' de la figura 3.4b, se muestra el *fusible* reemplazable con una reducción de la sección para inducir las deformaciones inelásticas en ese punto.

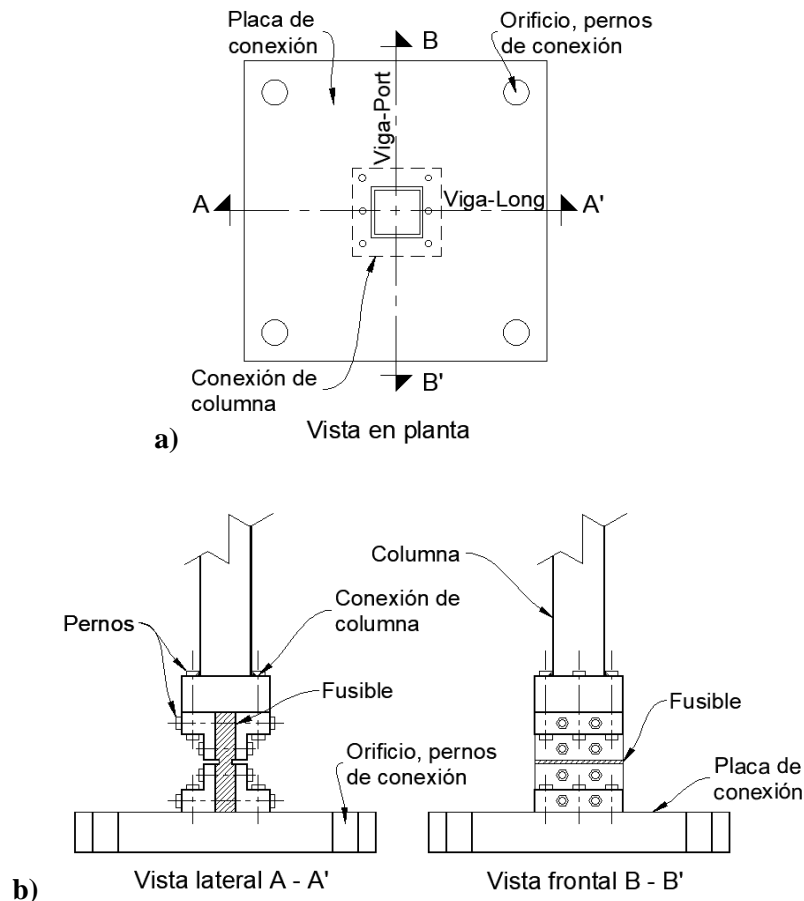


Figura 3.4. a) Planta tipo de conexión placa base-columna y b) Vista lateral y frontal

La figura 3.5a muestra una vista en planta y se indica la viga portante y la viga longitudinal. En la vista lateral A – A' de la figura 3.5b, se muestra el *fusible* con una reducción de la sección, este arreglo corresponde a una unión viga débil columna fuerte.

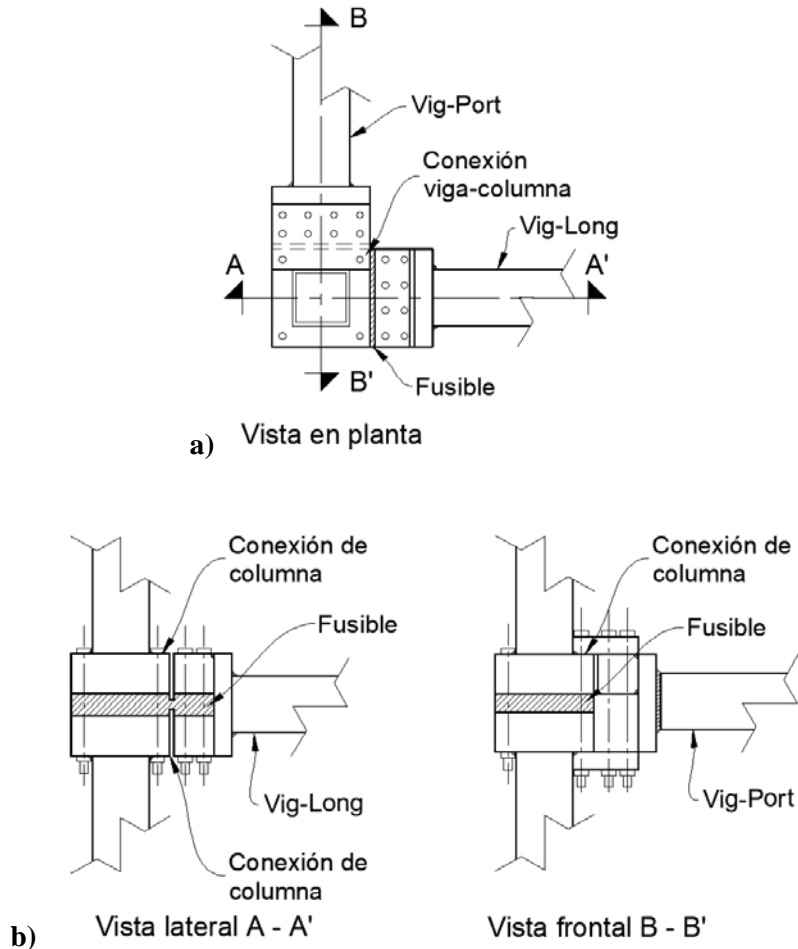


Figura 3.5. a) Planta tipo de conexión viga-columna de entrepiso y b) Vista lateral y frontal

Para diferenciar el edificio de base fija, EM2, del edificio aislado, se identificó como EM2-I. La determinación de la respuesta mediante el modelo de 2GDL y la geometría del aislador de elastómero se muestran en el Anexo.

3.2.3. Resistencia lateral del edificio EM2

Para el diseño del edificio EM2 se supuso su ubicación en las costas de Acapulco, en el estado de Guerrero. El coeficiente sísmico, c , sin reducir fue igual a 0.86, que corresponde a la zona DII del Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo de 1993 (MDOC DS, 1993), además, se utilizó un factor de comportamiento sísmico, Q , igual a 4. De acuerdo con el factor Q , se tuvo un coeficiente de diseño, c_{DIS} , igual a 0.22. Para determinar la resistencia lateral se realizó un AENL, con cargas incrementales y distribución triangular. La figura 3.6 muestra la curva trilineal de resistencia lateral-deformación del edificio EM2 obtenida en función del coeficiente sísmico, c , y la distorsión global, D_r , definida como el cociente del valor del desplazamiento del último nivel, δ_n , respecto a la base entre la

altura del edificio, H . La figura 3.6 muestra el coeficiente sísmico de fluencia, c_y , el cual indica que algunos de los fusibles alcanzaron su máxima capacidad elástica, llegando al valor del momento plástico, M_p . Asimismo, la figura 3.6 indica la distorsión de fluencia, D_{ry} , correspondiente a c_y . También, la figura 3.6 indica el coeficiente sísmico máximo, $c_{m\acute{a}x}$, asociado con la máxima distorsión global, $D_{r m\acute{a}x}$. El límite de distorsión global, D_{ru} , se supuso igual a 5 por ciento para el análisis no lineal. La figura 3.6 muestra también el coeficiente sísmico de diseño, c_{DIS} , y el coeficiente sísmico último c_u , punto que corresponde a la máxima capacidad de deformación lateral.

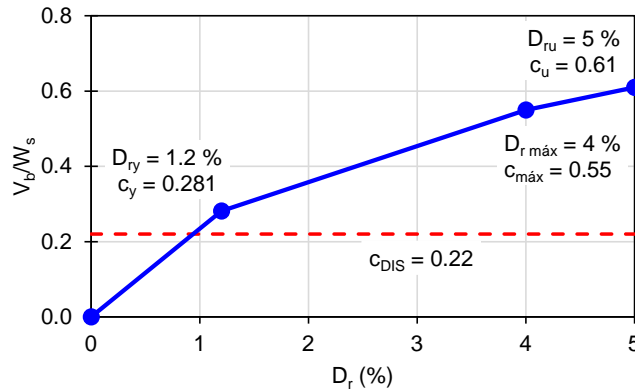


Figura 3.6. Curva de resistencia lateral del edificio EM2

3.3. ESTUDIO ANALÍTICO Y EXPERIMENTAL

Los resultados obtenidos experimentalmente en el estudio del edificio de base fija, mostraron que éste se comportó inelásticamente durante los ensayos de intensidad alta. En la figura 3.7 se muestra el espectro de respuesta elástico de pseudoaceleración con fracción de amortiguamiento crítico igual a 3 por ciento. Para estimar el nivel de demanda sísmica a la cual estaría sometido, se ubicó el coeficiente sísmico último, c_u , asociado con el periodo fundamental del edificio de base fija, los resultados muestran que el edificio EM2 respondería inelásticamente. De acuerdo con los resultados experimentales, el edificio EM2 alcanzó una ductilidad global de desplazamiento, μ , igual a 2.9 (Blandón y Rodríguez, 2007).

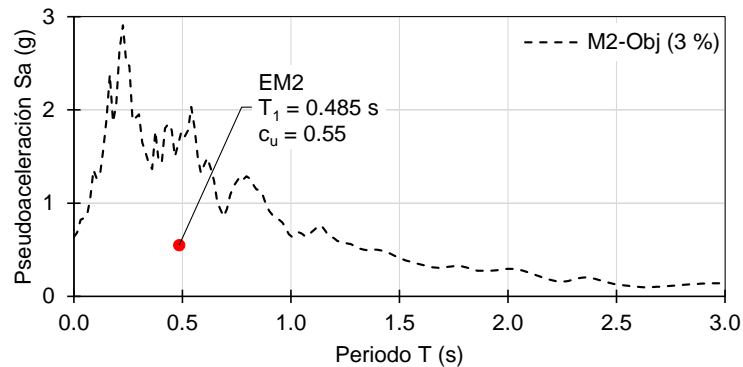


Figura 3.7. Espectro de respuesta de pseudoaceleración

3.4. ENSAYES SÍSMICOS

3.4.1. Selección del sismo para los ensayos

Dado que los edificios se supusieron localizados en las costas de Acapulco, Guerrero, se consideró un registro de aceleración que tuviera espectro de respuesta con características similares al que se obtendría en dicha zona, y que fuera factible de emplear considerando las limitaciones de desplazamiento de la mesa vibradora. Los sismos en las costas del Pacífico, de acuerdo con la regionalización sísmica presentada en el Manual de Diseño de Obras Civiles de Diseño por Sismo 2015 (MDOC DS, 2015), se encuentran dentro de la franja de alta sismicidad que corresponde a la zona D. Con base en lo anterior y dado que en México no se cuenta con registros de terreno firme de un sismo con dichas características, se empleó el registrado en las costas de Lolleo, ocurrido el 3 de marzo de 1985, en Chile, con magnitud 8.0 M_w . La figura 3.8a y 3.8b muestran el acelerograma de la señal objetivo de intensidad alta y el espectro de respuesta elástico de pseudoaceleración para una fracción de amortiguamiento crítico, ξ , igual a 3 por ciento.

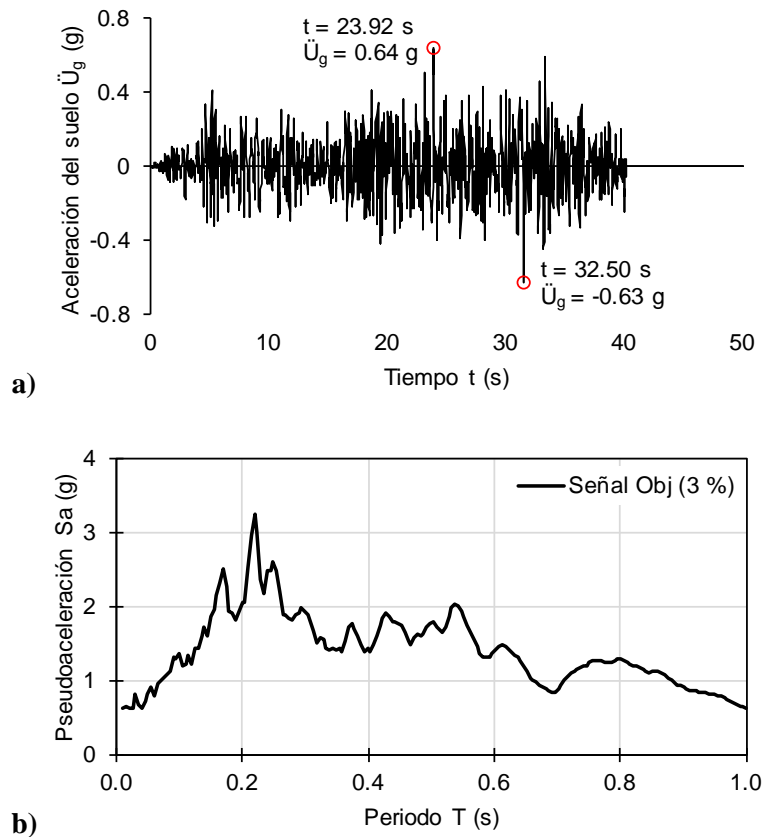


Figura 3.8. a) Acelerograma de la señal objetivo y b) Espectro de respuesta elástico de pseudoaceleración

3.5. RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYES DEL EDIFICIO CON BASE FIJA

En los ensayos del edificio EM2 (Blandón y Rodríguez, 2007), la velocidad de muestreo fue igual a 250 muestras por segundo. Se realizaron tres ensayos, el primero, un ensayo de vibración forzada el cual consistió en la aplicación de una fuerza lateral en el último nivel, desplazando a la estructura y posteriormente liberándola súbitamente para producir el efecto de vibración libre. La magnitud de la carga lateral fue igual a 3 por ciento del cortante basal de diseño del edificio EM2. Con este ensayo se determinaron sus propiedades dinámicas en el intervalo elástico. El segundo y tercer ensayo, correspondieron a ensayos ante sismos de intensidad baja y alta, respectivamente.

3.5.2. Ensaye de intensidad baja

Este fue un ensayo considerado como no destructivo, y su objetivo fue verificar las propiedades dinámicas de la estructura obtenidas durante el ensayo de vibración forzada. Se verificó el correcto funcionamiento de los sistemas de medición (transductores y acelerómetros), y se determinó la respuesta en el intervalo elástico. La intensidad de esta señal correspondió a un valor igual a 10 por ciento de la señal de intensidad alta.

Los periodos de vibración se determinaron a partir de las funciones de transferencia de las aceleraciones medidas en el último nivel respecto a las aceleraciones medidas en la plataforma de la mesa vibradora. La figura 3.9 muestra la función de transferencia experimental y se identifican las frecuencias f_1 , f_2 , f_3 y f_4 , asociadas a los modos 1, 2, 3 y 4, respectivamente. En la tabla 3.2 se muestran los resultados obtenidos.

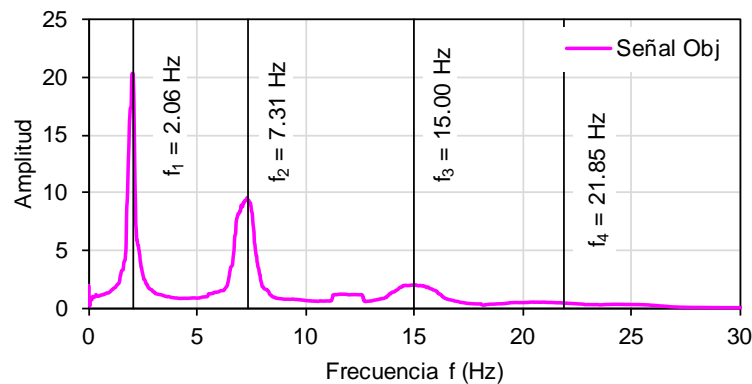


Figura 3.9. Función de transferencia experimental de las aceleraciones medidas en el último nivel respecto a las aceleraciones medidas en la plataforma de la mesa vibradora

Tabla 3.2. Propiedades dinámicas de edificio EM2 (ensayo de intensidad baja)

Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
1	2.06	0.485
2	7.309	0.137
3	14.999	0.067
4	21.851	0.046

El amortiguamiento crítico se determinó empleando el procedimiento propuesto por Rodríguez *et al.*, (2006). Como resultado se identificaron fracciones de amortiguamiento crítico de 2 por ciento para los modos 1 y 2, y 3 por ciento para los modos restantes (Blandón y Rodríguez, 2007).

3.5.2. Ensaye de intensidad alta

La finalidad de este ensaye fue el estudio del comportamiento inelástico del edificio. De la misma forma que en el ensaye de intensidad baja, se corroboró la correcta reproducción de esta señal mediante la función de transferencia. Los resultados obtenidos durante este ensaye demostraron una correcta correlación aceptable entre la respuesta estimada analíticamente y la respuesta medida.

3.5.2.1. Aceleraciones de piso

La figura 3.10 muestra la envolvente de aceleraciones absolutas de piso medidas, \ddot{U}_i , expresada como fracción de la gravedad. La máxima aceleración absoluta se registró en el nivel N5, la cual fue igual a 1.31 g. Estos resultados muestran la amplificación de las aceleraciones absolutas de piso, comportamiento típico de una estructura de base fija. El factor de amplificación de las aceleraciones medidas en el nivel N5, respecto a la máxima aceleración medida en la plataforma de la mesa vibradora, (0.90 g), fue igual a 1.27 g.

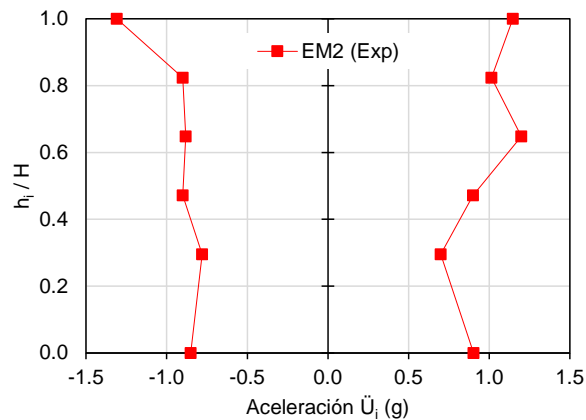


Figura 3.10. Envolvente de aceleraciones absolutas de piso

3.5.2.2. Distorsión global y distorsión de entrepiso

De acuerdo con los resultados obtenidos durante este ensaye, el valor de la distorsión global, D_r , definida como el desplazamiento máximo en el último nivel, δ_n , dividido por la altura del edificio, H (ec 3.1), alcanzó una distorsión global asociada con la fluencia, $D_{r,y}$, igual a 1.2 por ciento y máxima, $D_{r,máx}$, del orden de 3.5 por ciento, lo cual representa un valor de ductilidad global de desplazamiento igual a 2.9. La figura 3.11a muestra la envolvente medida de desplazamientos en el nivel i relativos a la plataforma de la mesa vibradora, δ_i correspondiente a cada nivel del edificio (niveles N1 a N5) entre la altura del edificio, H .

$$D_r = \frac{\delta_n}{H} \tag{3.1}$$

Referente a la distorsión de entrepiso, definida como la diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo delimitan dividida entre la diferencia de elevaciones correspondiente, h_i (ec 3.2), se observa que la concentración de los desplazamientos se presenta en el nivel N1 (figura 3.11b).

$$d_r = \frac{\delta_{i+1} - \delta_i}{h_i} \tag{3.2}$$

Durante el ensaye de intensidad alta se obtuvo un valor de distorsión de entrepiso máxima, d_{rmax} , igual a 5.3 por ciento. Esta distorsión se midió en el nivel N1, que corresponde al nivel de planta baja, que tenía la mayor altura de entrepiso (h_{PB} igual a 865 mm). En los pisos superiores (h_i igual a 500 mm), se obtuvo un valor promedio de 3.7 por ciento de d_r . Estas distorsiones obtenidas son mayores que el valor de distorsión límite (d_r igual a 3 por ciento), para marcos de acero de ductilidad alta, establecida en la normatividad vigente en la Ciudad de México (NTC DS, 2017).

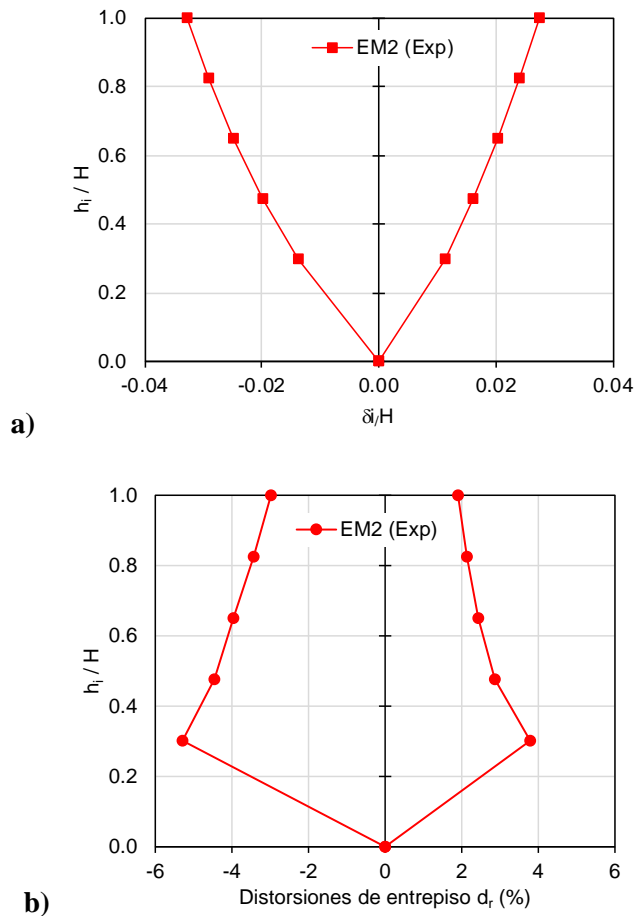


Figura 3.11. Envolvente de desplazamientos relativos y distorsiones de entrepiso

3.5.2.3. Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico máximo determinado experimentalmente fue igual a 0.55, valor cercano al estimado analíticamente, el cual fue igual a 0.63.

Los resultados obtenidos corresponden a los esperados en un edificio convencional ante un sismo de considerable magnitud, en el cual se presenta amplificación en las aceleraciones absolutas de piso, afectando a contenidos e incrementando las fuerzas inerciales, además, aumentan las distorsiones globales y de entrepiso, concentrando el daño en los elementos principales.

CAPÍTULO 4

EDIFICIO CON AISLADORES DE BASE ENSAYADO EN MESA VIBRADORA

4.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describen los antecedentes de la investigación del edificio con aisladores de base ensayado en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM, así como las características del edificio en estudio. Con el objetivo de mostrar las ventajas del empleo de aisladores de base y la mejora de la respuesta dinámica de un edificio aislado respecto a uno con base fija, se seleccionó uno de los dos edificios de base fija ensayados por Blandón y Rodríguez (2007). Por tal motivo, el primer paso fue la definición de las características del edificio de estudio, y en particular, las características de los aisladores, específicamente, dimensiones y amortiguamiento. Estas características se determinaron mediante el estudio analítico de la respuesta dinámica de cada edificio considerando la participación de los aisladores.

Se estudiaron dos tipos de sistemas de aislamiento. El primer tipo, fue de aisladores de elastómero, con dos variantes, elastómero laminado con núcleo de plomo o elastómero de alto amortiguamiento. El segundo tipo de aislamiento, fue el empleo de aisladores de doble péndulo de fricción. Como resultado, se eligió un edificio de estudio, el cual se denominó EM2-I, y se definió el sistema de aislamiento a emplear de acuerdo con las características de la demanda sísmica y las características del edificio.

El estudio del edificio de base fija, EM2, demostró que se alcanzó un valor de ductilidad global de desplazamiento, μ , del orden de 2.9, parámetro que indica daños en el edificio. Esto llevó a uno de los principales objetivos específicos de esta investigación, el cual consistió en lograr que, por medio del aislamiento de base la superestructura del edificio aislado se comportara elásticamente.

4.2. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

El primer sistema de aislamiento propuesto en esta investigación para mejorar la respuesta dinámica de uno de los edificios de base fija, fue el sistema de elastómero laminado y núcleo de plomo (LRB, por sus siglas en inglés), o su variante de elastómero de alto amortiguamiento (HDRB, por sus siglas en inglés). Este tipo de aislamiento ha sido utilizado ampliamente en países como Nueva Zelanda, Chile, Japón, Estados Unidos, Italia, entre otros. Dentro de sus principales ventajas se encuentran, alto amortiguamiento con valores del 10 a 30 por ciento, disipación de energía, gran capacidad de deformación lateral y capacidad de recentrado.

4.2.1. Características del primer sistema de aislamiento propuesto

Para la determinación de las dimensiones y amortiguamiento requerido del sistema de aislamiento basado en elastómero se emplearon tres datos conocidos del edificio EM2, la masa, el periodo fundamental y el coeficiente sísmico de fluencia. A partir del espectro de respuesta elástico de pseudoaceleración de la señal, se estimó el periodo objetivo requerido T_o , con valor igual a 1.46 s, asociado con un coeficiente sísmico igual a 0.28, este valor es igual al valor de c_y del edificio EM2 Tomando como criterio de diseño obtener un valor de c menor o igual a c_y , se aceptó esta propuesta y

se inició con la determinación de las propiedades del sistema aislado y la respuesta dinámica mediante la idealización del sistema de 2GDL (Kelly, 1999). De este análisis se obtuvo un desplazamiento máximo en la base, $U_{bm\acute{a}x}$, igual a 138 mm y un valor de c igual a 0.28 (ver Anexo).

A partir del valor de $U_{bm\acute{a}x}$ y de la deformación por cortante, γ_c , limitada a un valor igual a 150 por ciento, se determinó la altura del elastómero, t_r , como:

$$t_r = \frac{U_{bm\acute{a}x}}{\gamma_c} \quad (4.1)$$

Es posible determinar la rigidez horizontal de los aisladores, K_H , para que la estructura oscile de acuerdo con el periodo objetivo requerido para la estructura aislada, T_o , relacionando la masa total, M , y dicho periodo como se muestra en la ec 4.2:

$$K_H = M \left(\frac{2\pi}{T_o} \right)^2 \quad (4.2)$$

A partir del valor de K_H , se determina el área del elastómero, en función del módulo de cortante, G , del elastómero, (0.4 a 1.2 kN/mm²). Lo anterior de acuerdo con la ec 4.3:

$$K_H = \frac{GA}{t_r} \quad \therefore \quad A = \frac{K_H t_r}{G} \quad (4.3)$$

Y para una sección circular, el diámetro D se define como:

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} \quad (4.4)$$

Las ecs 4.1 y 4.4 definen la geometría del elastómero. A partir de la relación que existe entre las ecs 4.2 y 4.3, se observa que a mayores valores de T_o se tiene una menor rigidez horizontal y por lo tanto, se requiere de una menor área o mayor altura del aislador, tendiendo a relaciones de esbeltez elevadas ($t_r / D > 1$). Para relaciones de periodos, T_o / T_1 , altas se esperan desplazamientos grandes en la base, lo cual se traduce en una gran deformación por cortante, γ_c , y en consecuencia se requerirían elastómeros de mayor altura para conservar el valor de T_o requerido de acuerdo con el diseño.

La figura 4.1 muestra la geometría de los aisladores de elastómero requeridos, esta geometría y propiedades fueron las que se propusieron y solicitaron al fabricante de aisladores FIP Industriale. Dadas las pequeñas dimensiones requeridas, el fabricante argumentó que no podría construir este aislador, y propuso el sistema de doble Péndulo de Fricción (FPS, por sus siglas en inglés), por tal motivo, se descartó la opción del empleo de aisladores de elastómero.

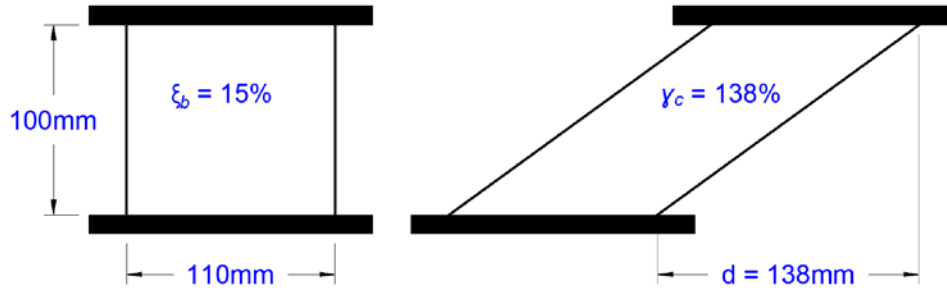


Figura 4.1. Características del aislador de elastómero requerido

4.2.2. Determinación de las características del aislador de doble péndulo de fricción

Para la determinación de las dimensiones y características del aislador de doble péndulo de fricción requerido, se tomaron como referencia las propiedades dinámicas de los aisladores de elastómero, específicamente, la rigidez horizontal, el amortiguamiento y el periodo de vibración. El diseño inició con la obtención del radio de curvatura R , utilizando un valor constante del coeficiente de fricción de acuerdo con las recomendaciones del fabricante. Se calculó el amortiguamiento efectivo y se obtuvo el periodo fundamental con los cuales se estimó el coeficiente sísmico y se comparó con el de fluencia del edificio de base fija (c_y igual a 0.28).

Para el proceso de predimensionamiento, el fabricante indicó dos valores de coeficiente de fricción, fricción baja, μ_L , y fricción media, μ_M , iguales a 2.5 y 5.5 por ciento, respectivamente. Estos valores dependen de la rugosidad del material de las superficies en contacto, además de verse afectado por factores como la temperatura, niveles de carga axial y velocidad de aplicación de carga. Las superficies de deslizamiento y el deslizador rígido fueron construidas en acero inoxidable, este último fue recubierto en sus extremos con polietileno de alta densidad, material con importante capacidad de carga y durabilidad. La geometría y la estimación de las propiedades de los aisladores se determinaron a partir de los dos valores de fricción recomendados por el fabricante.

Por medio de la ec 2.36, que define la rigidez efectiva, K_e , el valor del coeficiente de fricción μ_L igual a 2.5 por ciento, el valor de la carga máxima que soporta un aislador, N_{sd} , igual a 19.84 kN y el desplazamiento máximo en la base, d , igual a 138 mm, se determinó el radio de curvatura, R , el periodo fundamental efectivo, T_e , y el amortiguamiento efectivo, ξ_e .

De la ecuación de rigidez efectiva (2.36) y la definición matemática de periodo de vibración natural, se obtiene el periodo fundamental efectivo, T_e :

$$T_e = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{1}{g \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)}} \quad (4.5)$$

El amortiguamiento efectivo, ξ_e , que representa la energía disipada por la fricción de las superficies de deslizamiento, y está asociada al área de los ciclos de histéresis, se definen como:

$$\xi_e = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{d}{\mu \cdot R} + 1} \quad (4.6)$$

Despejando el valor de R de la ecuación de la rigidez efectiva, K_e (ec 2.36), se tiene:

$$\frac{1}{R} = \frac{K_e}{N_{sd}} - \frac{\mu}{d} \rightarrow \frac{42.70}{19.84} - \frac{0.025}{0.138} = 1.97 \quad \therefore R = 507 \text{ mm}$$

Se propuso un radio de curvatura R , igual a 500 mm, con el cual se calculó el periodo fundamental efectivo, T_e (ec 4.5) y el amortiguamiento efectivo, ξ_e (ec 4.6):

$$T_e = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{1}{9.81 \cdot \left(\frac{1}{0.5} + \frac{0.025}{0.138} \right)}} = 1.36 \text{ s}$$

$$\xi_e = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{0.138}{0.025 \cdot 0.5} + 1} = 0.053 \quad \therefore \xi_e = 5.3\%$$

El periodo, T_e , y el amortiguamiento, ξ_e , estimados para un coeficiente de fricción μ_L igual a 2.5 por ciento, fueron iguales a 1.36 s y 5.3 por ciento, respectivamente. Estos valores no se aproximan a los requeridos (T_e igual a 2.25 s y ξ_e igual a 15 por ciento). Empleando los valores de T_e y ξ_e calculados, se estimó el coeficiente sísmico a partir del espectro de respuesta de pseudoaceleración como $S_d(T_e, \xi_e)$. Como resultado se obtuvo un valor de c mayor al coeficiente sísmico de fluencia, c_y .

Se evaluaron los valores de T_e y ξ_e para el valor del coeficiente de fricción μ_M , igual a 5.5 por ciento.

$$\frac{1}{R} = \frac{K_e}{N_{sd}} - \frac{\mu}{d} \rightarrow \frac{42.70}{19.84} - \frac{0.055}{0.138} = 1.75 \quad \therefore R = 570 \text{ mm}$$

Se propuso un radio de curvatura R igual a 570 mm:

$$T_e = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{1}{9.81 \cdot \left(\frac{1}{0.57} + \frac{0.055}{0.138} \right)}} = 1.37 \text{ s}$$

$$\xi_e = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{0.138}{0.055 \cdot 0.57} + 1} = 0.118 \quad \therefore \xi_e = 11.8\%$$

Se obtuvo un valor de periodo T_e igual a 1.37 s y un valor de amortiguamiento ξ_e igual a 11.8 por ciento, cercano al valor requerido. Con estos valores se estimó el coeficiente sísmico como $S_a(T_e, \xi_e)$. El coeficiente obtenido resultó mayor que el coeficiente de fluencia c_y , con valor igual a 0.28.

Para observar la variación del amortiguamiento efectivo y determinar un valor con mayor aproximación a los valores requeridos de T_e (ec 4.5) y ξ_e (ec 4.6), se graficó su variación en función del radio de curvatura, R , y los valores del coeficiente de fricción mínimos (μ_L y μ_M), considerados como constantes. El resultado se muestra en la figura 4.2, se indican los valores requeridos de radio de curvatura, R , para obtener un amortiguamiento efectivo, ξ_e igual a 15 por ciento. Este procedimiento corresponde a la linealización del comportamiento de este tipo de aisladores, lo cual se acepta por tratarse de la etapa de predimensionamiento.

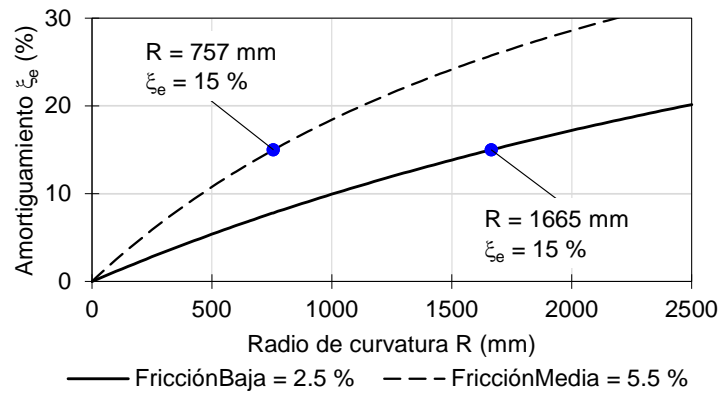


Figura 4.2. Evolución del amortiguamiento efectivo en función del radio de curvatura

En la figura 4.2, la línea continua corresponde a un valor constante de fricción μ_L igual a 2.5 por ciento y la línea discontinua a un valor constante de fricción μ_M igual a 5.5 por ciento. Se observa que a mayor radio de curvatura mayor amortiguamiento. A partir de los radios de curvatura R , indicados en la figura 4.2, se calcula el valor del periodo T_e correspondiente.

Para el valor de μ_L igual a 2.5 por ciento, se obtuvo el valor de R igual a 1665 mm (figura 4.2), se propuso emplear el valor de R igual a 1700 mm y evaluar el valor de T_e .

$$T_e = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{1}{9.81 \cdot \left(\frac{1}{1.7} + \frac{0.025}{0.138} \right)}} = 2.29s$$

Para el valor de μ_L igual a 5.5 por ciento, se obtiene el valor de R igual a 757 mm (figura 4.2), se propuso emplear el valor de R igual a 800 mm y evaluar el valor de T_e .

$$T_e = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{1}{9.81 \cdot \left(\frac{1}{0.8} + \frac{0.055}{0.138} \right)}} = 1.56s$$

Se observa que para un coeficiente de fricción igual a 2.5 por ciento y un radio de curvatura igual a 1700 mm, el periodo T_e , se aproxima al valor requerido para obtener un coeficiente sísmico menor al de fluencia.

Para evaluar el periodo fundamental efectivo en función del radio de curvatura R , se empleó la ec 4.5 para un conjunto de valores de R y para los valores de fricción constante μ_L y μ_M . En la figura 4.3 se observa que los valores de T_e se incrementan con el aumento del valor de R . Este resultado puede inferirse a partir de la ecuación del periodo de un péndulo simple (ec 2.37). El cual está asociado con la rigidez de postfluencia, K_2 (ec 2.34), antes definida en el ciclo histerético teórico (figura 2.9).

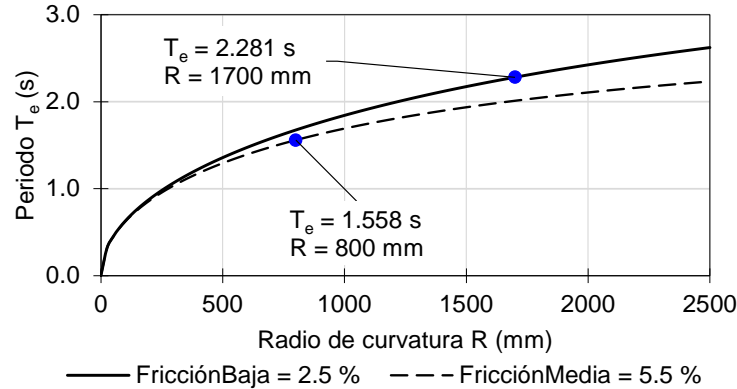


Figura 4.3. Evolución del periodo fundamental en función del radio de curvatura

La figura 4.3 muestra valores de T_e para ambos casos de coeficientes de fricción, μ_L y μ_M . Se obtuvieron valores para T_e iguales a 2.28 s y 1.56 s, para los casos de μ_L y μ_M , respectivamente. Por lo tanto, para el predimensionamiento se propuso un radio de curvatura R igual a 1700 mm y coeficiente de fricción μ igual a 2.5 por ciento (posteriormente este dato se verificó experimentalmente por el fabricante), a partir de las características propuestas se calcularon las variables que definen el ciclo histerético teórico (figura 2.9).

$$K_e = N_{sd} \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right) = 19.84 \cdot \left(\frac{1}{1.7} + \frac{0.025}{0.138} \right) = 15.3 \text{ kN/m}$$

$$F_0 = \mu \cdot N_{sd} = 0.025 \cdot 19.84 = 0.50 \text{ kN}$$

$$K_r = \frac{N_{sd}}{R} = \frac{19.84}{1.7} = 11.7 \text{ kN}$$

$$F_{\max} = F_0 + K_r \cdot d = 0.5 + 11.7 \cdot 0.138 = 2.1 \text{ kN}$$

$$T_e = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{1}{9.81 \cdot \left(\frac{1}{1.7} + \frac{0.025}{0.138}\right)}} = 2.28s$$

$$\xi_e = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{0.138}{0.025 \cdot 1.7} + 1} = 0.15 \quad \therefore \quad \xi_e = 15.0\%$$

La figura 4.4 muestra un esquema de la geometría propuesta al fabricante, en ella se indican los valores de R y μ . Las variables H , h y D , dependen de las características del deslizador rígido las cuales definió el fabricante. La distancia de los tornillos para fijación y unión con las placas de conexión fue de 200 mm.

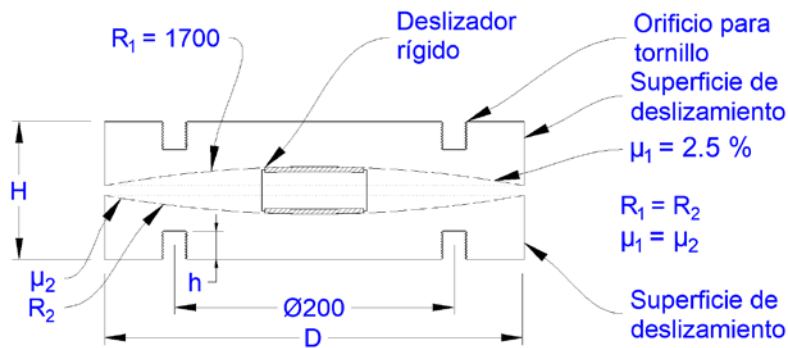


Figura 4.4. Aislador FPS de diseño propuesto

Con el espectro de respuesta elástico de pseudoaceleración se estimó el coeficiente sísmico que se obtendría con los aisladores de doble péndulo de fricción propuestos, y se compararon con los valores correspondientes al modelo EM2-I con aisladores de elastómero. En el espectro de respuesta de la señal objetivo para ξ_e igual a 15 por ciento, se ubicó el periodo fundamental, T_1 , de EM2-I, el valor fue igual a 1.46 y 2.28 s, para los casos de elastómeros y doble péndulo de fricción, respectivamente.

En la figura 4.5 se muestra el espectro de pseudoaceleración elástico para ξ igual a 15 por ciento y los coeficientes sísmicos, c , estimados para el edificio EM2-I aislado con elastómeros y con el sistema de doble péndulo de fricción. Para el caso con elastómeros, se estimó un periodo fundamental, T_1 , con valor igual a 1.46 s, y un coeficiente sísmico, c , igual a 0.28. Para el caso con el sistema de doble péndulo de fricción, se estimó, T_1 , con valor igual a 2.28 s, y un valor de c , igual a 0.12. Se observa una reducción estimada del coeficiente c , de 57 por ciento respecto al modelo EM2-I con el sistema de elastómeros. Con ello se cumple con la condición de diseño requerida, $c < c_y$, por lo tanto, el diseño propuesto se aceptó y se presentó al fabricante FIP Industriale para su revisión y fabricación de los aisladores con estas características.

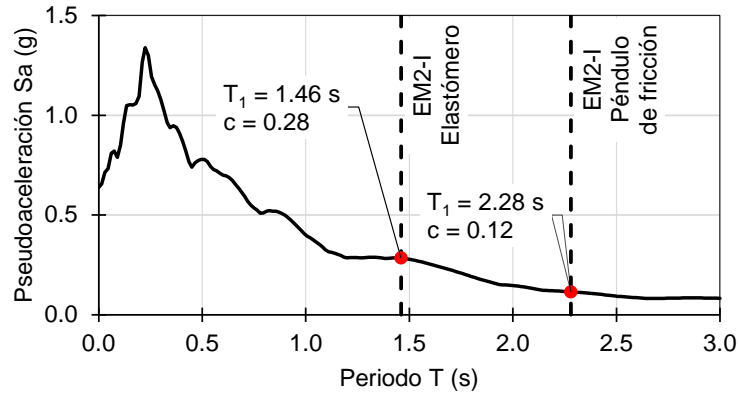


Figura 4.5. Estimación del coeficiente sísmico c , para EM2-I con elastómero y péndulo de fricción

Las figuras 4.6a y 4.6b, muestran de forma general las características de los aisladores empleados. Las dos superficies curvas tienen radio de curvatura, R , igual a 1800 mm, diámetro D , igual a 300 mm, altura H , igual a 98 mm, y de acuerdo con el fabricante, tienen máxima capacidad de desplazamiento, $d_{m\acute{a}x}$, igual a 200 mm (figura 4.6b), y coeficientes de fricción estático y dinámico μ_{low} igual a 2.5 por ciento y μ_{fast} igual a 2.8 por ciento, respectivamente. Se colocaron en el edificio en total cuatro aisladores. Una vez definido el aislador de diseño, se corroboró la respuesta dinámica del edificio EM2-I analíticamente con los aisladores definitivos.

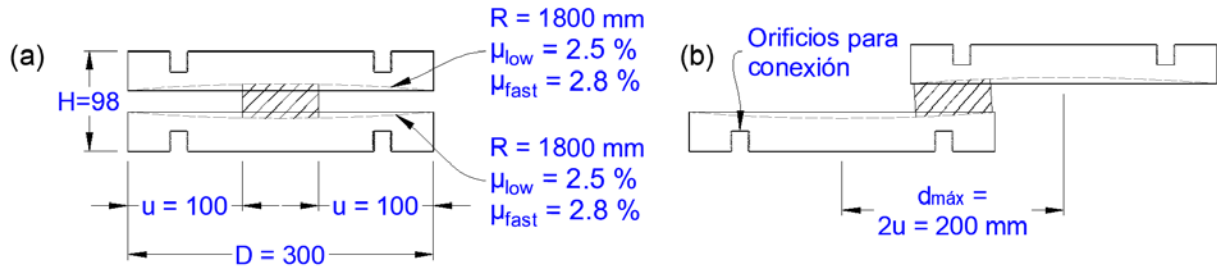


Figura 4.6. Aislador FPS definitivo (dimensiones en mm)

Tabla 4.1. Comparación de propiedades propuestas y las proporcionadas por el proveedor

Propiedades	Símbolo	Propuesto	Proveedor
Coeficiente de fricción (%)	μ	2.5	2.4
Radio de curvatura equivalente (mm)	R	1700	1800
Periodo efectivo (s)	T_e	2.29	2.35
Amortiguamiento efectivo (%)	ξ_e	15	15
Desplazamiento de máximo (mm)	d	138	200

El sistema propuesto por el fabricante identificado como *FIP-D 30/400 (1800)*, fue aceptado para esta investigación.

4.3. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

4.3.1. Características principales del modelo experimental EM2-I

La superestructura del edificio estudiado con aisladores fue idéntica a la del EM2, incluyendo los fusibles que fueron idénticos en ambos. La diferencia fue que el modelo EM2-I tenía aisladores de base y un nivel de aislamiento identificado como N0, el cual tenía la misma masa y distribución de lingotes que en los pisos superiores (figura 4.7a y 4.7b). El objetivo de conservar las mismas características que el edificio EM2 fue comparar el cambio en la respuesta dinámica ante la misma demanda sísmica obtenida al adicionar a la superestructura el sistema de aislamiento en la base.

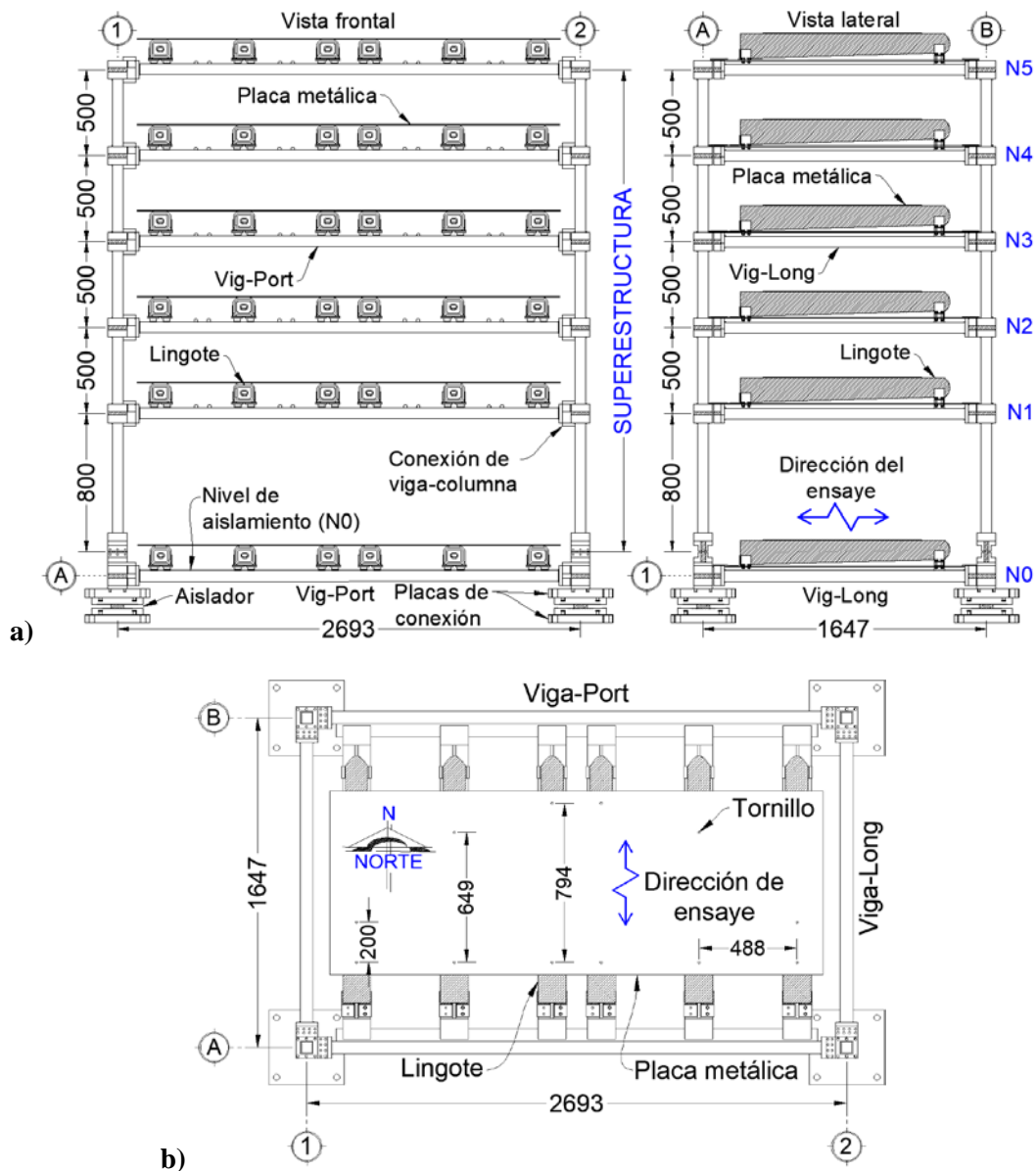


Figura 4.7. a) Vista frontal y lateral, b) Planta tipo de entrepiso (dimensiones en mm)

El nivel de aislamiento N0, es la interface entre la conexión de la columna de planta baja en su extremo inferior y la placa de conexión al aislador. Los aisladores se colocaron por debajo del nivel N0, quedando sujetos entre dos placas de conexión, como se muestra en la figura 4.8. Las conexiones viga-columna no requirieron ninguna adaptación y se conservaron como en el edificio EM2 (figura 3.5). En la tabla 4.2 se resumen las características del edificio EM2-I. El periodo fundamental y el amortiguamiento corresponden a los valores obtenidos experimentalmente.

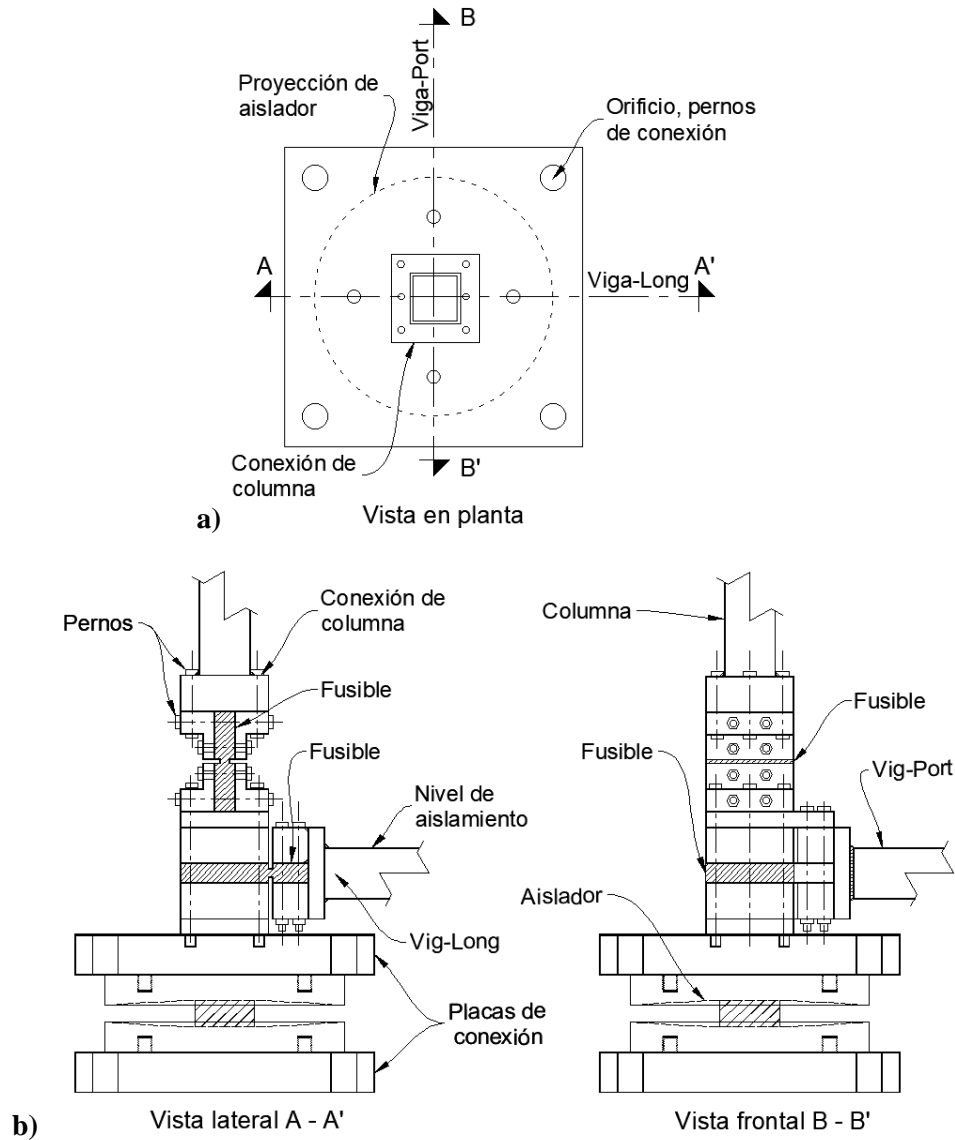


Figura 4.8. a) Planta tipo de conexión placa base-columna-aislador y b) Vista lateral y frontal

Ambos edificios, EM2 y EM2-I, tuvieron la misma estructuración y son considerados edificios miniatura. Por ello, no fue necesario hacer uso de leyes de similitud, que podrían no ser representativas del problema físico real. Con base en la hipótesis anterior, no fue necesario escalar el registro empleado en los ensayos.

El valor del periodo fundamental y el amortiguamiento mostrados en la tabla 4.2 corresponden a los obtenidos experimentalmente durante el ensaye de intensidad alta para el valor medido de desplazamiento máximo, $d_{m\acute{a}x}$, igual a 176 mm, se determinaron empleando la ec 2.41.

Tabla 4.2. Características del edificio EM2-I

Descripción	Símbolo		
Peso de la superestructura	W_s	66.14	kN
Peso del nivel de aislamiento	W_i	13.10	kN
Peso total	W	79.24	kN
Altura de entrepiso típico	h_i	0.50	m
Altura de planta baja	h_{PB}	0.87	m
Altura total	H	3.20	m
Carga axial sobre cada aislador	N_{Sd}	19.81	kN
Periodo fundamental ($d_{m\acute{a}x} = 176$ mm)	T_1	2.73	s
Amortiguamiento ($d_{m\acute{a}x} = 176$ mm)	ξ_e	15.10	%

4.4. MODELOS ANALÍTICOS EMPLEADOS

Para el análisis dinámico no lineal (ADNL) y la estimación de la respuesta dinámica del edificio EM2-I, se emplearon dos programas de cómputo, Ruaumoko 2D (Carr, 1998) y el programa ETABS2016 (Computers and Structures, Inc, 2016). El primero, fue diseñado para realizar análisis de estructuras, como edificios o puentes sujetos a terremotos u otro tipo de excitación dinámica. Este software está orientado a la investigación. El segundo programa de cómputo es ampliamente utilizado por el ingeniero de la práctica y permite la construcción de modelos 3D.

4.4.1. Descripción del modelo analítico en Ruaumoko 2D

Se consideró la masa de cada nivel concentrada en un nodo maestro. La figura 4.9 muestra los nodos y elementos que componen al modelo estructural. Para el ADNL se empleó la regla de histéresis de Takeda modificada (Carr, 1998) para definir el comportamiento de los fusibles, dado que no presenta problemas de convergencia.

La estructura se discretizó en 40 elementos y 76 nodos con tres grados de libertad por nodo, los nodos en la base son fijos para representar el empotramiento. Los nodos pertenecientes a un mismo nivel se ligaron a un nodo maestro, de esta manera se simplificó a un solo grado de libertad por nivel en la dirección horizontal.

Se emplearon 14 fusibles en las zonas críticas de vigas y columnas que podrían comportarse como articulaciones plásticas (Blandón y Rodríguez, 2007). Estos 14 fusibles se modelaron empleando el programa Ruaumoko (Carr, 1998) mediante elementos de cuatro nodos, los cuales tienen la particularidad de generar una liga rígida en los extremos, la cual representa el bloque macizo que fija la placa del fusible, los nodos internos representan la reducción de la placa donde se concentra el comportamiento inelástico. Las diez columnas del edificio se modelaron con elementos de cuatro nodos y las ligas rígidas representan los bloques de acero en los extremos donde se une cada nivel. Las seis vigas del edificio se definen por elementos de dos nodos, dado que los bloques en los extremos que sirven para fijar la placa de los fusibles ya están considerados.

El tipo de elementos seleccionado para las secciones de vigas y columnas fuera de las secciones críticas, fue el denominado *FRAME* (Carr, 1998). Para estos elementos se supuso una respuesta elástica durante los ensayos, lo cual fue verificado durante los ensayos. La sección transversal de este tipo de elementos fue un perfil tubular rectangular hueco de 64.8 x 64.8 x 4.5 mm. Las deformaciones por cortante de estos elementos se consideraron despreciables por lo cual en el programa el valor de área efectiva de corte fue igual a cero. Para los fusibles se utilizaron elementos tipo *SPRING* (Carr, 1998), que los representa apropiadamente dado que el fusible fue diseñado para que se plastifique en la totalidad de su longitud, en vez de los extremos, como lo modela un tipo *FRAME* (Kao, 1998).

El programa Ruaumoko no considera las cargas aplicadas en los elementos como dato para evaluar las masas correspondientes en el cálculo de las propiedades dinámicas. Por tal motivo, se consideró la masa de cada nivel concentrada en un nodo maestro, con valores de 0.67 t. En los cálculos de diseño y evaluación de la respuesta de los edificios ante sismos, se consideró una fracción de amortiguamiento crítico de 2 por ciento para los modos uno y dos y 3 por ciento para los modos restantes.

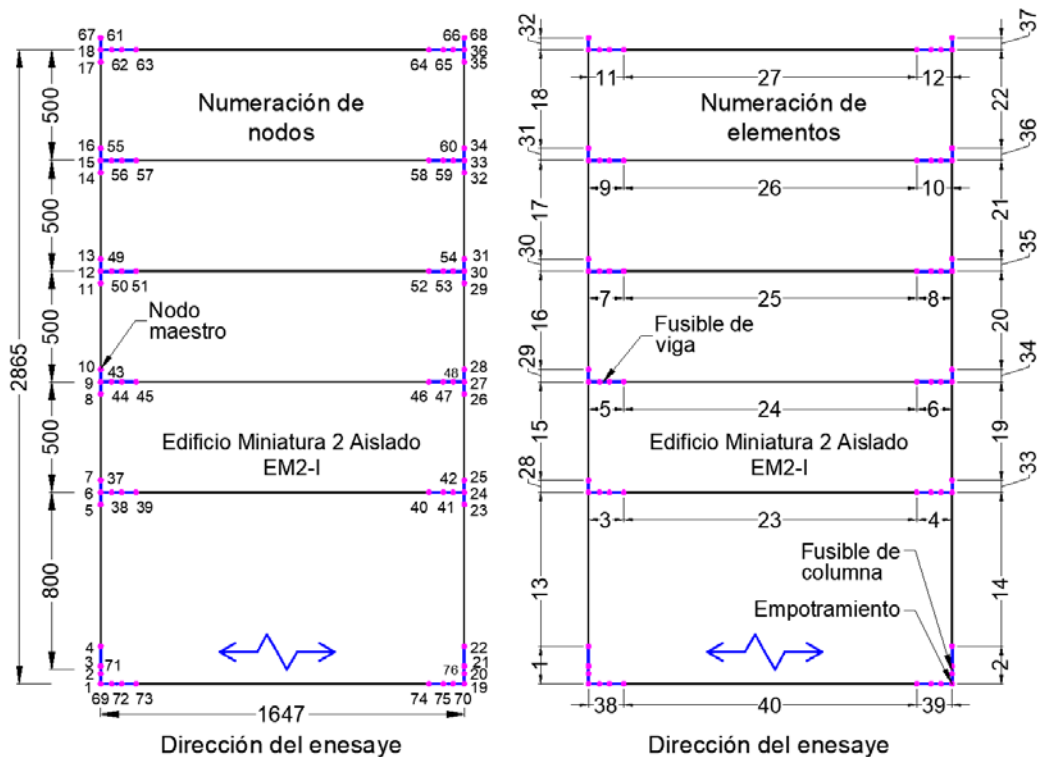


Figura 4.9. Modelo estructural para análisis no lineal del edificio EM2-I (Ruaumoko 2D)

Para el modelado del sistema de aislamiento se emplearon los elementos tipo *SPRING* con la regla de histéresis bilineal inelástica mostrada en la figura 4.10, la cual se apega al ciclo histerético teórico mostrado en la figura 2.9. Las variables que definen el comportamiento no lineal en Ruaumoko 2D, fueron determinadas a partir de las propiedades de los aisladores empleados y las expresiones anteriormente definidas. El parámetro $\pm F_y$, representa la fuerza de fricción inicial que existe en el aislador, y es igual al producto de la carga axial sobre el aislador y el coeficiente de fricción (ec 2.33). La variable F_y está asociada al valor de fricción estático. La rigidez inicial k_o , se encuentra correlacionada con el desplazamiento de fluencia d_y , dicho desplazamiento con valor de 1 mm, queda definida de acuerdo con la ec 4.7. El coeficiente r indicado en la figura 4.10, define la rigidez en la

etapa no lineal del comportamiento del aislador (rigidez postfluencia), dada por el producto del coeficiente r y la rigidez k_o .

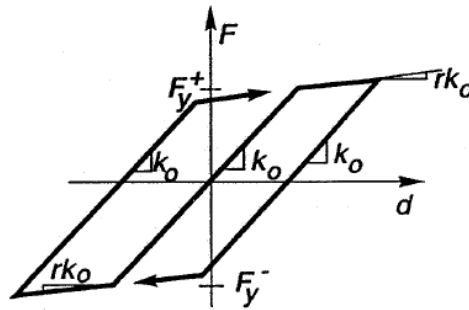


Figura 4.10. Regla de histéresis bilineal inelástica (Ruaumoko 2D)

$$k_o = \frac{F_o}{d_y} \quad (4.7)$$

Una de las desventajas de esta regla de histéresis es que no considera la variación del coeficiente de fricción, valor que depende de la velocidad de desplazamiento (Constantinou *et al.*, 1990), sin embargo, esta consideración se acepta de acuerdo con lo observado en estudios similares (Ponzo *et al.*, 2014), donde se concluyó que al emplear valores del coeficiente de fricción constante en el estudio de los modelos teóricos, se obtenían diferencias de alrededor de 10 por ciento respecto a los estudios experimentales. La consideración de un valor variable del coeficiente de fricción brinda una mejor aproximación entre los resultados experimentales y analíticos.

4.4.2. Descripción del modelo analítico en ETABS2016

Dado que el programa ETABS cuenta con una interface más sencilla que la del programa Ruaumoko, se construyó un modelo tridimensional del edificio EM2-I (figura 4.11a). Para modelar vigas, columnas, bandejas y elementos de conexión, se emplearon elementos tipo *FRAME*, para modelar los aisladores se utilizaron elementos tipo *LINK* de dos nodos. La asignación de las cargas debidas al peso de los lingotes fue directamente en los nodos de unión de la bandeja con las Vig-Port. Los elementos tipo *FRAME* que representan a las bandejas fueron liberados en sus extremos para simular el comportamiento de una viga simplemente apoyada.

El análisis no lineal tiempo-historia se realizó empleando el procedimiento definido en ETABS como Análisis No Lineal Rápido (FNA, por sus siglas en inglés), el cual sólo considera la no linealidad de los elementos tipo *LINK*, en este caso, los aisladores. Para la evaluación de las propiedades dinámicas del edificio, se consideró el peso propio de los elementos más la carga muerta adicional por los lingotes aplicada en los nodos. El comportamiento de los aisladores quedó regido por el modelo mostrado en la figura 4.11b, denominado *ETABS ISOLATOR2*, este elemento simula el comportamiento bilineal e histérico del aislador de fricción, considerando como datos de entrada los coeficientes μ_{low} , μ_{fast} , y el parámetro de velocidad α , que define la transición entre μ_{low} y μ_{fast} , estas variables corresponden a las indicadas en la ec 2.38, además, requiere la rigidez inicial, rigidez efectiva y el radio de curvatura de las superficies de deslizamiento. El análisis sólo se realizó en dirección del sentido corto, como se indica en la figura 4.11a, que es la misma dirección en la que se desplaza la mesa vibradora.

Las variables mostradas en la figura 4.11b, $CFF2$ y $CFF3$, representan al coeficiente μ_{fast} , $CFS2$ y $CFS3$, al coeficiente μ_{low} , $R2$, $R3$ y $A2$ y $A3$, son el radio de curvatura y el parámetro α , respectivamente. La rigidez se simboliza por K . Los números corresponden a los ejes principales.

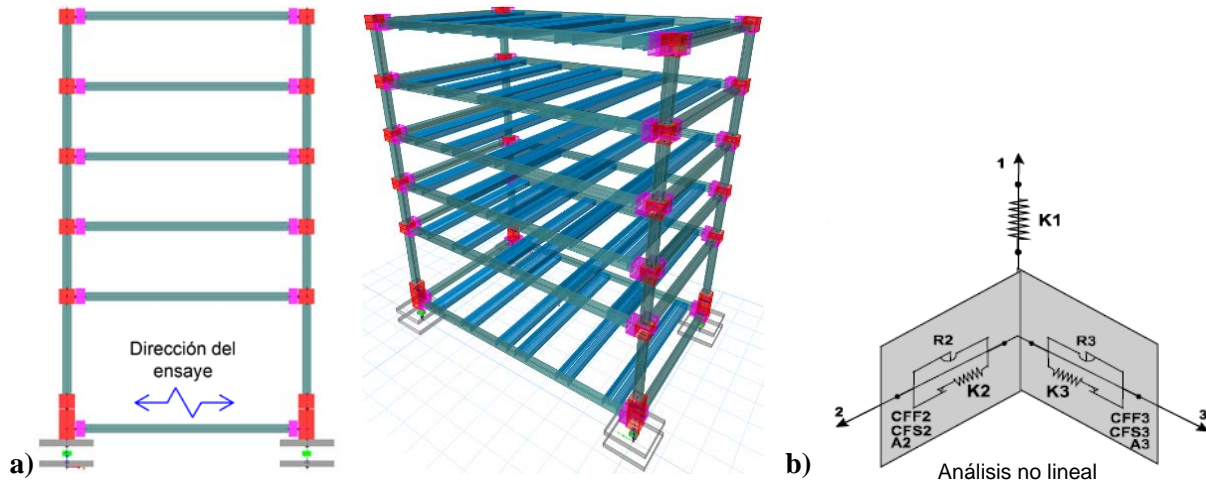


Figura 4.11. a) Modelo estructural para análisis no lineal (ETABS2016) y b) Modelo para idealización del comportamiento de los aisladores

4.5. DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYES

Con fines comparativos se eligió el mismo registro utilizado en el ensaye del edificio de base fija EM2, el cual pertenece a un sismo de subducción, dominante en periodos cortos. En el país, este tipo de sismos son característicos de las zonas con terreno firme, como lo son las costas del Pacífico. Se realizaron tres ensayos, uno de intensidad baja y dos de intensidad alta.

4.5.1. Señales objetivo

Para los ensayos sísmicos realizados en la mesa vibradora se empleó una señal objetivo que fue registrada en la estación Llolleo, obtenida en el sismo de 1985 en Chile. Como se muestra posteriormente, en realidad el registro de aceleraciones en el ensaye fue algo diferente en el intervalo de frecuencias altas. A partir de esta señal objetivo se generaron dos señales, una de intensidad baja y otra de intensidad alta, con las cuales se realizaron tres ensayos sísmicos. El primero, correspondiente a un sismo de intensidad baja, en el cual las aceleraciones del registro en general, definido como intensidad alta se redujeron al 10 por ciento de esta señal. El ensaye y la señal medida durante el sismo de intensidad baja, se identifica como M1-Exp. El segundo ensaye fue el correspondiente a un sismo de intensidad alta con aceleraciones iguales al 100 por ciento de la señal objetivo. Este ensaye y la señal medida se identifican como M2-Exp. Además, se realizó un tercer ensaye denominado M3-Exp, con las mismas características que el segundo, con el fin de conocer el comportamiento del sistema de aislamiento ante dos eventos de eventos de intensidad alta.

La primera estimación de la respuesta dinámica del edificio en cada uno de los ensayos se realizó con las señales objetivo. La señal objetivo del primer ensaye, M1-Exp (ensaye de intensidad baja), se definió con la señal objetivo de intensidad alta afectada por un factor de 0.1, la cual se identifica como

M1-Obj. Para los dos ensayos restantes, M2-Exp y M3-Exp (ensayos de intensidad alta), se utilizó la señal objetivo al 100 por ciento de su intensidad, la cual se identificó como M2-Obj. La tabla 4.3 resume las características de los ensayos realizados y las señales objetivo de referencia utilizadas para alimentar la mesa vibradora.

Tabla 4.3. Señales objetivo y señales medidas durante los ensayos del edificio EM2-I

Ensaye No.	Señal objetivo de referencia	Intensidad	Señal medida
1	M1-Obj	10 % (baja)	M1-Exp
2	M2-Obj	100 % (alta)	M2-Exp
3	M3-Obj	100 % (alta)	M3-Exp

La figura 4.12a y 4.13a muestran el acelerograma de la señal M1-Obj (intensidad baja) y de la señal M2-Obj (intensidad alta), respectivamente, además se indican los valores máximos. La figura 4.12b y 4.13b muestran los espectros de respuesta de pseudoaceleración elásticos de dichas señales. Se utilizó una fracción de amortiguamiento crítico, ξ , de 3 por ciento en ambos casos. El espectro mostrado en la figura 4.13b es característico de terrenos firmes y afecta principalmente a estructuras de periodos cortos ($T_l < 1$ s).

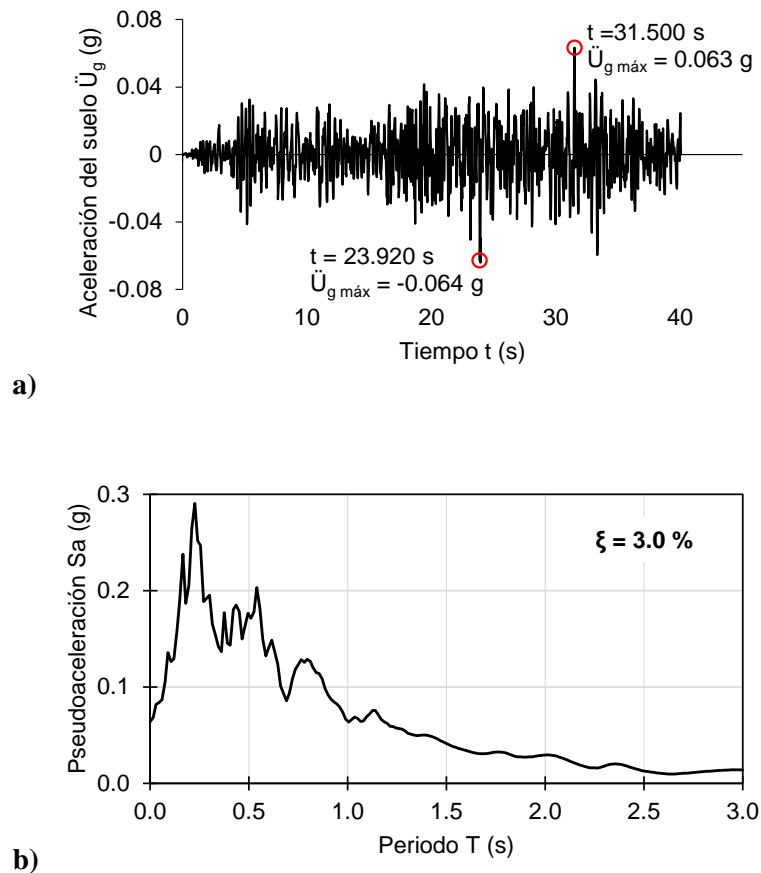


Figura 4.12. a) Acelerograma de la señal M1-Obj y b) Espectro de respuesta elástico de pseudoaceleración

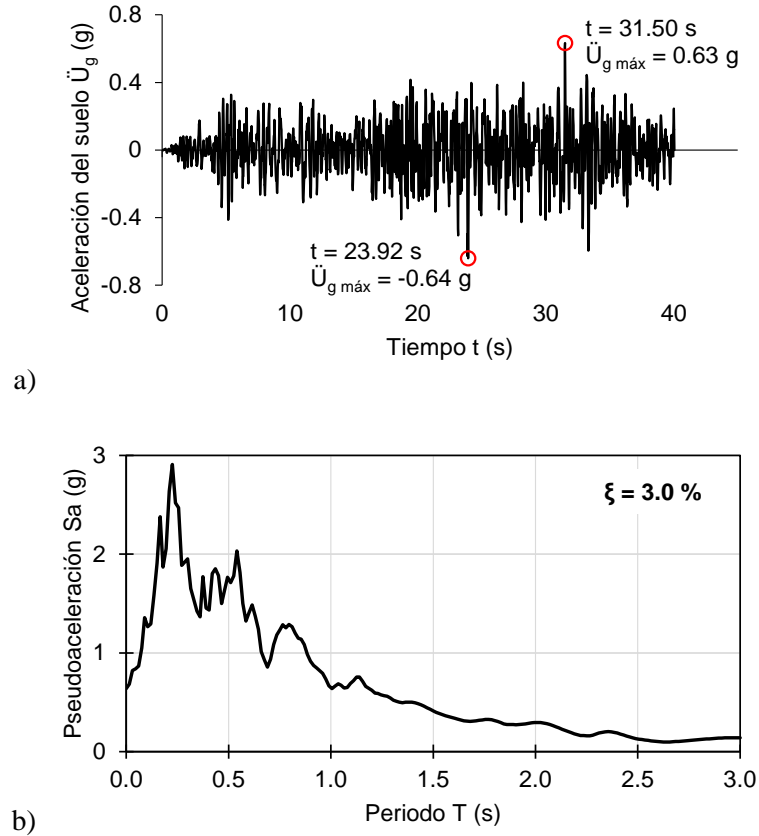


Figura 4.13. a) Acelerograma de la señal M2-Obj y b) Espectro de respuesta elástico de pseudoaceleración

4.5.2. Calibración de la mesa vibradora

Para obtener la mejor aproximación en la mesa vibradora durante la simulación de la señal objetivo, fue necesario calibrar la mesa vibradora para las dos señales a emplear en los ensayos (sismos de intensidades baja y alta). Esta calibración consistió en reproducir cada uno de los ensayos programados alimentando el sistema digital de la mesa vibradora con las señales objetivo (M1-Obj y M2-Obj), colocando sobre ésta una masa con un valor cercano la masa del edificio ensayado (8.1 t m/s^2). Estrictamente, la estructura colocada sobre la mesa vibradora y el edificio en estudio debían vibrar de forma similar, lo que no fue posible lograr porque no se contó con una estructura similar. Intentar calibrar con el edificio estudiado ponía en riesgo el resultado de los ensayos. Por estas razones se colocó una masa aproximada compuesta por blocks y lingotes de concreto, fijados a la mesa vibradora (figura 4.14).

En la parte superior de los blocks se colocaron dos acelerómetros, al centro y otro en un extremo, así como dos acelerómetros sobre la mesa vibradora para medir las señales en ella, y posteriormente utilizarlas para hacer la revisión de los resultados de la calibración.

Una vez fijada la masa se realizó el procedimiento de calibración empleando como dato de entrada las señales objetivo M1-Obj y M2-Obj. Posteriormente, con las señales medidas en los acelerómetros se procedió a obtener la función de transferencia para cada señal medida en la parte superior de la masa

respecto a la señal medida sobre la mesa vibradora, el procedimiento fue iterativo debido a la necesidad de hacer ajustes a la masa hasta conseguir la fijación correcta de la masa sobre la mesa, de tal forma que vibrara como la mesa vibradora y obtener una función de transferencia estable.

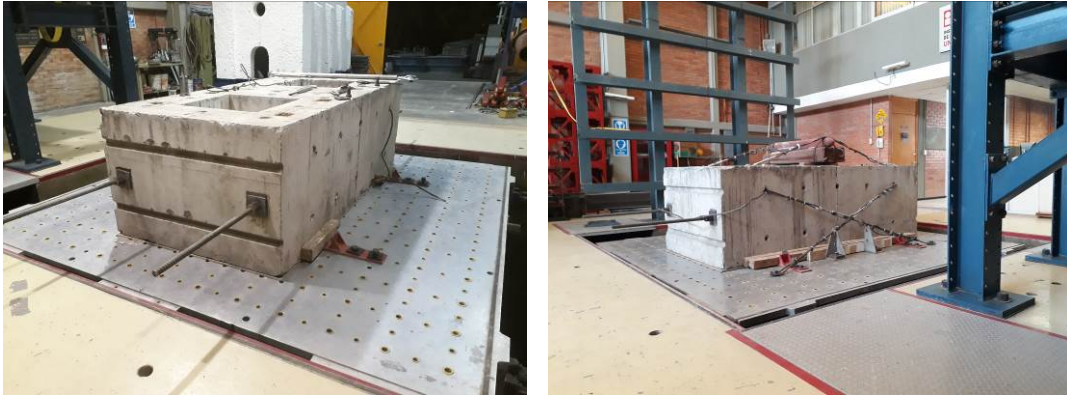


Figura 4.14. Proceso de calibración de la mesa vibradora

La figura 4.15 muestra las funciones de transferencia obtenidas del proceso de calibración de la mesa vibradora para el ensaye de intensidad baja y alta, correspondientes a las señales M1-Obj y M2-Obj, respectivamente. Se observa que el ruido de la mesa vibradora afecta a frecuencias mayores que alrededor de 15 Hz. Esto no modificó la condición deseada para el ensaye, ya que los primeros tres modos, estimados para el ensaye de intensidad baja, tuvieron frecuencias menores que 15 Hz. Resultados semejantes se obtuvieron para los primeros cuatro modos estimados durante los ensayes de intensidad alta.

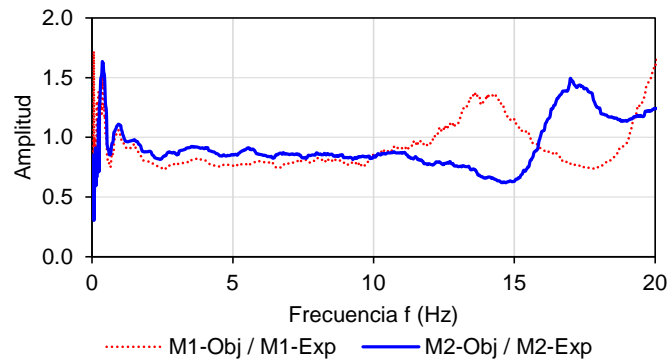


Figura 4.15. Comparación de funciones de transferencia experimental y calculada para las señales de intensidad baja y alta

4.5.3. Descripción del procedimiento constructivo

La superestructura empleada para el edificio en estudio fue del tipo mecano, debido a que puede armarse y desarmarse de acuerdo con las necesidades de cada investigación. Su construcción inició con la colocación de los cuatro aisladores ubicados bajo cada columna, estos se sujetaron a la mesa vibradora por medio de placas de conexión, una vez ubicados en su posición se colocaron las vigas

longitudinales (Vig-Long), y las vigas portantes (Vig-Port), que se encargaron de soportar a los lingotes y placa del nivel N0, seguido por la colocación de las columnas de planta baja (Col-PB), repitiendo este procedimiento hasta alcanzar el último nivel, N5.

La figura 4.16a muestran los lingotes y placas de acero que los unen, así como los aisladores con las placas de conexión. La figura 4.16b muestra la colocación de las primeras vigas y columnas de la planta baja y del nivel de aislamiento N0.



Figura 4.16. Construcción del edificio EM2-I, a) Lingotes y aisladores y b) Montaje de aisladores y primeras piezas de planta baja y nivel de aislamiento

La figura 4.17a muestra el montaje de columnas y piso. Esta figura muestra el montaje terminado del edificio EM2-I y parte de la instrumentación. La figura 4.17b muestra a un costado del edificio la estructura de referencia empleada para la medición de los desplazamientos relativos de piso del edificio.

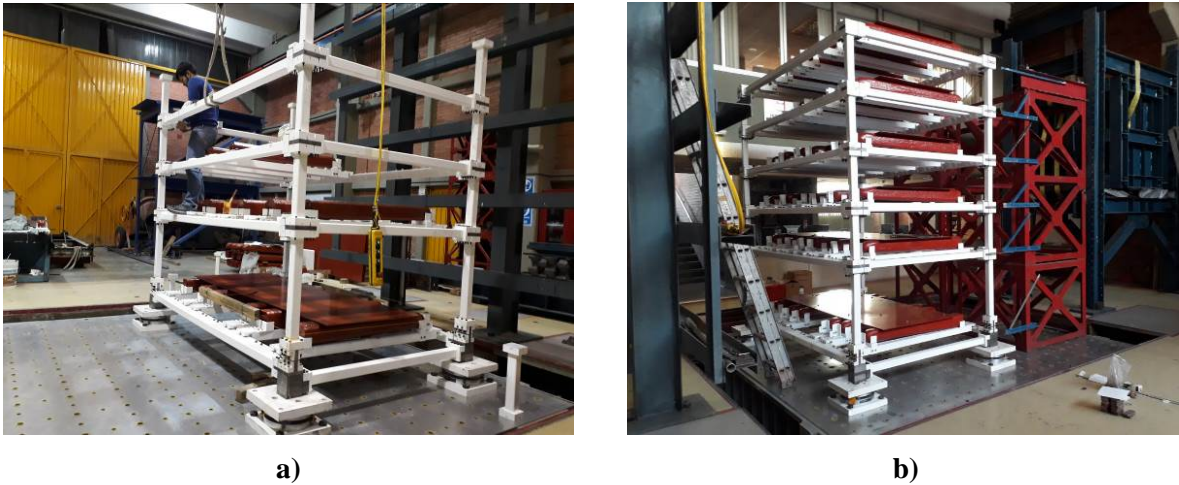


Figura 4.17. Modelo experimental EM2-I, a) Montaje de pisos superiores e b) Instrumentación

4.5.4. Instrumentación del edificio EM2-I

Para conocer en el edificio ensayado el desplazamiento relativo de piso y el del sistema de aislamiento respecto a la mesa vibradora, se emplearon dos tipos de dispositivos de medición. El primero, constó de transductores de desplazamiento de tipo “Hilo”. Este tipo de dispositivo consiste en un cable delgado de acero que se sujeta en la estructura en estudio y una parte electrónica que registra el desplazamiento. Estos dispositivos requieren de una estructura de referencia fija para poder medir el desplazamiento relativo respecto a dicha referencia, como muestra la figura 4.18a. Previamente, estos transductores fueron calibrados, y por sus características alcanzaron un valor de precisión de 1 mm, valor que se consideró elevado dado los bajos desplazamientos relativos de piso estimados analíticamente, por lo que como se comenta en lo que sigue también se empleó otro sistema de medición de desplazamientos.

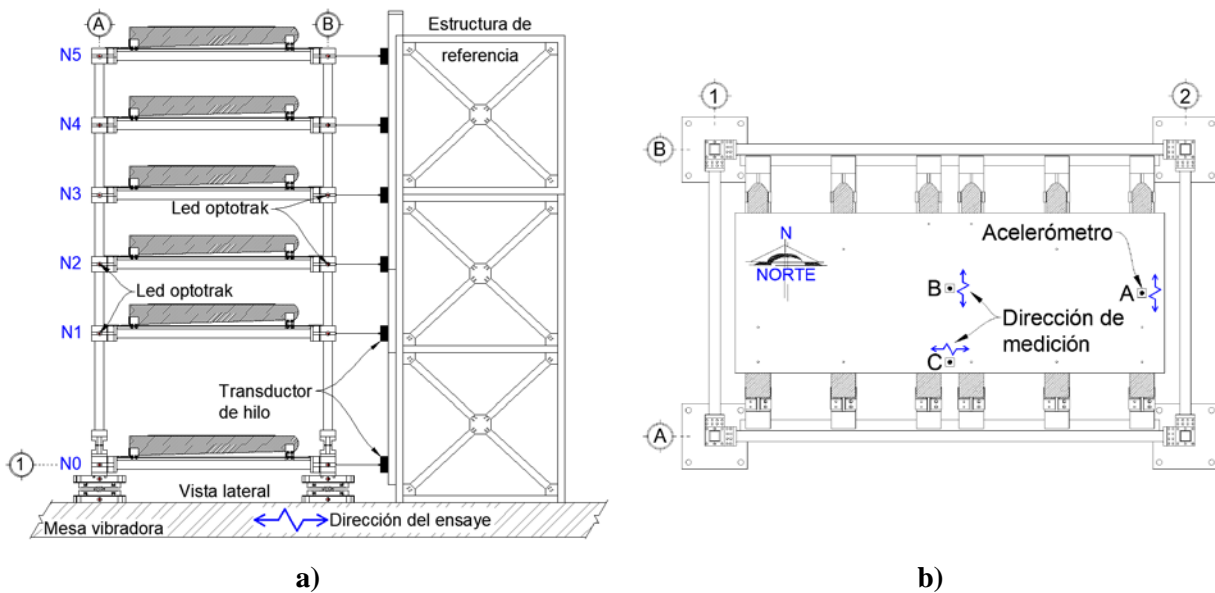


Figura 4.18. a) Ubicación de transductores de desplazamientos y b) Posición de acelerómetros

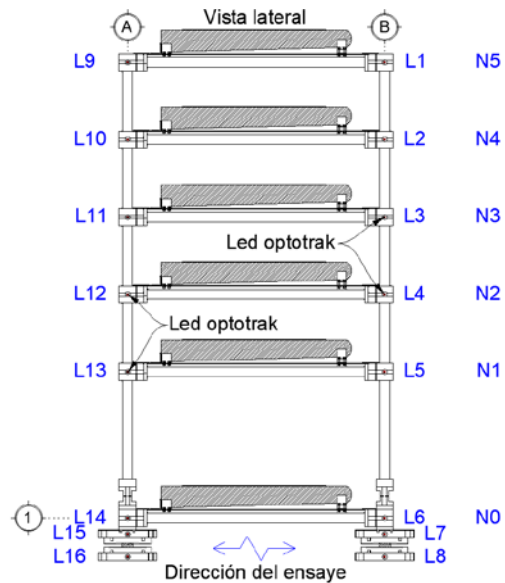
La figura 4.18a muestra la estructura de referencia y la ubicación de los transductores de hilo (eje 1). En total se colocaron ocho transductores de este tipo, seis en el eje 1 (N0 a N5) y dos en el eje 2 (N0 y N4). La estructura de referencia es de acero con estructuración tipo armadura. Este arreglo ayuda a que se desplace igual que la mesa vibradora y pueda obtenerse la medición de los desplazamientos relativos de piso.

El segundo tipo de dispositivo empleado, con el cual es posible lograr mejor precisión que con el primer tipo de dispositivo, fue un sistema de medición de coordenadas, para lo cual se empleó una cámara “Optotrak”, que es capaz de registrar los desplazamientos en tiempo real con 200 mediciones por segundo. Este sistema tiene una precisión de 0.1 mm. El sistema de medición se compone de tres elementos, el equipo adquisidor de datos, la cámara encargada de tomar las lecturas del movimiento en tiempo real (figura 4.19a) y un conjunto de sensores denominados *leds*. Se colocaron en total 16 *leds*, uno en cada placa de conexión de los aisladores y uno al centro de cada fusible, lo que se muestra en la figura 4.19b.

Para obtener el registro de las aceleraciones de piso y de la mesa vibradora, se colocaron en total 19 acelerómetros, uno sobre la mesa vibradora y tres en cada nivel (A, B y C), estos sensores se identifican en la figura 4.19b con la letra *L* y el número del sensor. La figura 4.18b muestra una planta tipo con la ubicación y dirección de medición de los acelerómetros instalados.



a)



b)

Figura 4.19. a) Cámara Optotrak y b) Ubicación e identificación de *leds*

4.6. RESULTADOS OBTENIDOS EN EL EDIFICIO CON AISLADORES EN EL ENSAYE DE INTENSIDAD BAJA EN MESA VIBRADORA

En las secciones siguientes de este trabajo, se describen los resultados obtenidos durante los tres ensayos realizados, uno de intensidad baja y dos más de intensidad alta. Estos resultados se compararon con los estimados analíticamente con Ruaumoko 2D y con ETABS2016. En ambos modelos se emplearon las señales medidas durante los ensayos. La identificación de los resultados analíticos se

hará como se muestra en la tabla 4.2, se indica el orden de los ensayos realizados, la señal empleada para la obtención de la respuesta dinámica y nomenclatura para hacer referencia a los resultados obtenidos con Ruaumoko 2D y ETABS2016.

La finalidad del ensayo de intensidad baja fue verificar que la instrumentación y el sistema adquirente de datos de la mesa vibradora funcionaran de manera aceptable. Además, tuvo como objetivo determinar las propiedades dinámicas experimentales del edificio en el ensayo en mesa vibradora y determinar la respuesta de la estructura aislada ante un sismo de intensidad baja. Asimismo, verificar parámetros empleados en los modelos analíticos elásticos.

4.6.1. Registro de aceleraciones

La figura 4.20 permite comparar el registro de aceleraciones medido en la base de la mesa vibradora (M1-Exp) y el registro de aceleraciones de la señal objetivo M1-Obj con el que se alimentó la mesa vibradora.

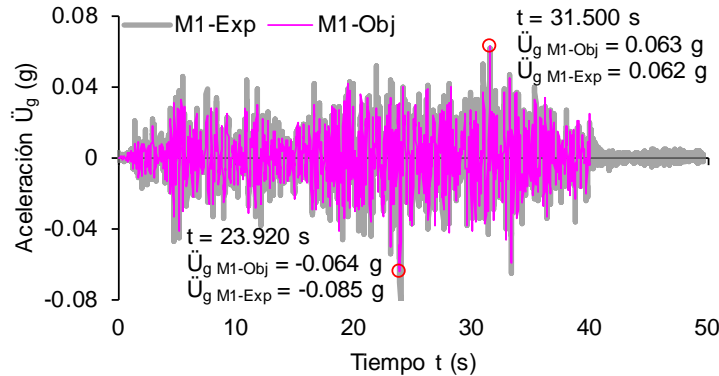


Figura 4.20. Comparación de acelerogramas de la señal M1-Obj respecto a la señal M1-Exp

4.6.2. Función de transferencia y espectro de respuesta

Para conocer la fidelidad de la señal reproducida por la mesa vibradora, se calculó la función de transferencia de la señal objetivo respecto a la señal medida en la plataforma de la mesa vibradora. Se observa en la figura 4.21a que la señal se conserva estable hasta valores de frecuencia de 15 Hz, lo que indica que el ruido de la mesa vibradora afectó a frecuencias mayores a 15 Hz. Este dato es importante dado que el intervalo de frecuencias de los primeros tres modos de vibrar estimados se encuentra entre 0.4 y 15 Hz (tabla 4.4).

La figura 4.21b, permite comparar la aproximación obtenida entre los espectros de respuesta elásticos de la señal objetivo y la señal medida, en ambos casos se empleó una fracción de amortiguamiento crítico, ξ , igual a 3 por ciento.

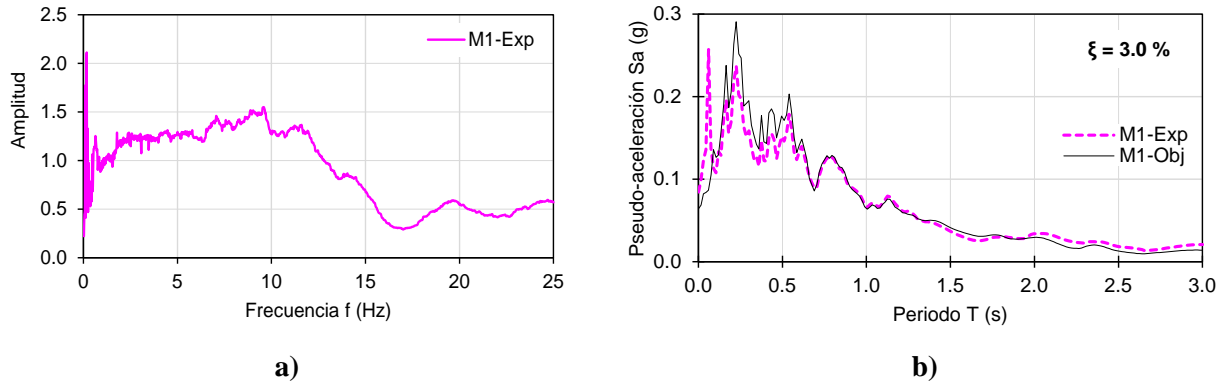


Figura 4.21. a) Función de transferencia y b) Espectro de respuesta elástico (intensidad baja)

4.6.3. Identificación de las propiedades dinámicas durante el ensaye intensidad baja

Para la determinación de las propiedades dinámicas de la estructura en el ensaye de intensidad baja, se calcularon las funciones de transferencia de las aceleraciones medidas en el nivel N5 respecto a las aceleraciones medidas en la plataforma de la mesa vibradora (figura 4.22). Primero se obtuvieron los espectros de Fourier de cada señal y posteriormente, su función de transferencia. La figura 4.19 muestra las frecuencias obtenidas experimentalmente para el edificio EM2-I durante el ensaye de intensidad baja, éstas se identifican como f_1, f_2, f_3 y f_4 , las cuales están asociadas a los modos 1, 2, 3 y 4, respectivamente. La tabla 4.4 muestra los resultados experimentales (EXP), y los resultados analíticos (TEO), determinados con Ruaumoko 2D empleando la señal medida en la plataforma de la mesa vibradora durante los ensayes del edificio aislado.

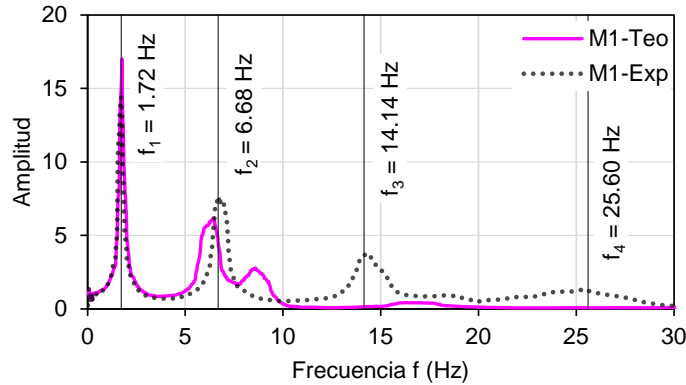


Figura 4.22. Comparación de funciones de transferencia experimental (M1-Exp) y calculada (M1-Teo)

Se observa que el periodo fundamental del edificio EM2-I, T_1 que fue igual a 0.58 s, obtenido experimentalmente en el ensaye de intensidad baja, tiene un valor cercano al medido en el edificio EM2, T_1 que fue igual a 0.485 s, obtenido en el ensaye de intensidad alta, el aumento de 0.095 s en periodo fundamental puede atribuirse al incremento de la altura. El comportamiento observado en el edificio EM2-I durante este ensaye se asocia a la baja intensidad de la señal aplicada, motivo por el cual la fuerza requerida para producir el deslizamiento de los aisladores no fue superada, y, por lo

tanto, el sistema de aislamiento no participó en la reducción de la respuesta dinámica, para este bajo nivel de excitación el edificio se comportó como si fuera de base fija.

Tabla 4.4. Propiedades dinámicas del edificio EM2-I (ensaye de intensidad baja)

Modo	EM2-I (EXP)		EM2-I (TEO)	
	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
1	1.724	0.580	1.704	0.587
2	6.683	0.150	6.470	0.155
3	14.145	0.071	16.235	0.062
4	25.604	0.039	24.871	0.040

La tabla 4.5 muestra los resultados correspondientes al edificio de base fija EM2 obtenidos por Blandón y Rodríguez (2007).

Tabla 4.5. Propiedades dinámicas de edificio EM2 (ensaye de intensidad baja)

Modo	EM2 (EXP)		EM2 (TEO)	
	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
1	2.060	0.485	1.996	0.501
2	7.309	0.137	6.816	0.147
3	14.999	0.067	17.050	0.059
4	21.851	0.046	33.570	0.030

Un comportamiento característico de los edificios de base fija es la amplificación de las aceleraciones respecto a su altura. Esto se observó en el edificio EM2-I durante el ensaye de intensidad baja. Este comportamiento se evidenció con los resultados mostrados en la figura 4.23. En la figura 4.23a se grafican las aceleraciones medidas en el nivel N5 (\ddot{U}_5), y las aceleraciones medidas en la plataforma de la mesa vibradora (\ddot{U}_g). El cociente de las aceleraciones \ddot{U}_5 y \ddot{U}_g fue mayor a uno durante todo el ensaye. Esto demuestra que no hubo atenuación de las aceleraciones en la superestructura debido a la nula participación del sistema de aislamiento. Otra forma de demostrar este comportamiento es empleando los espectros de respuesta de aceleración de las señales medidas en el nivel N5 y las medidas en la plataforma de la mesa vibradora, como se muestra en la figura 4.23b.

Al final del ensaye (en t igual 40 s), en la figura 4.23a se observa que el edificio continuó vibrando libremente. Es posible obtener el periodo estructural de forma aproximada durante esta etapa de vibración libre a partir de la definición del periodo natural de vibración, definido como el cociente del tiempo y el número de ciclos completos durante dicho lapso. Con esta aproximación se obtiene un periodo fundamental, T_1 , igual a 0.56 s (nueve ciclos en cinco segundos), este valor es cercano al determinado mediante la función de transferencia (tabla 4.4).

Otra evidencia de la nula participación de los aisladores en la respuesta del edificio aislado, son los bajos desplazamientos relativos medidos de los aisladores entre la placa inferior y superior del aislador. La figura 4.24a muestra detalles de los aisladores, conexión de columna y viga del nivel N0, además, se indica la ubicación de los *leds* para la medición de los desplazamientos relativos. La figura 4.24a, muestra el sistema en posición de reposo en la cual los *leds* se encuentran alineados con el eje de la columna y el eje del deslizador rígido. La figura 4.24b, muestra el desplazamiento relativo, d , entre los *leds* colocados en las placas de conexión de los aisladores.

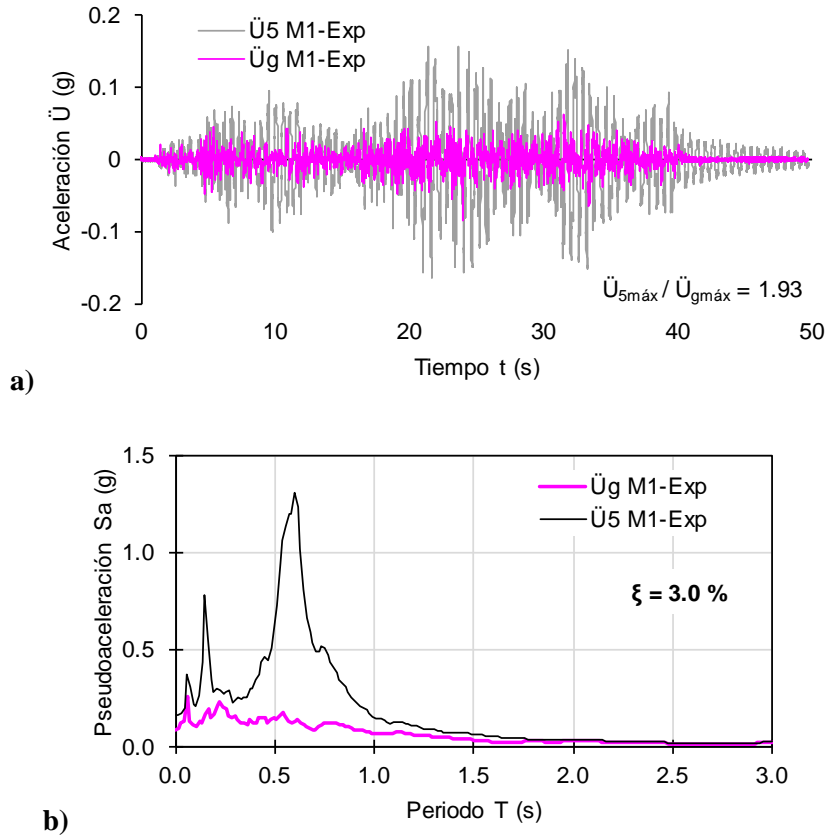


Figura 4.23. a) Aceleraciones medidas en la plataforma de la mesa vibradora y en el último nivel y b) Espectro de respuesta elástico de pseudoaceleración de dichas señales

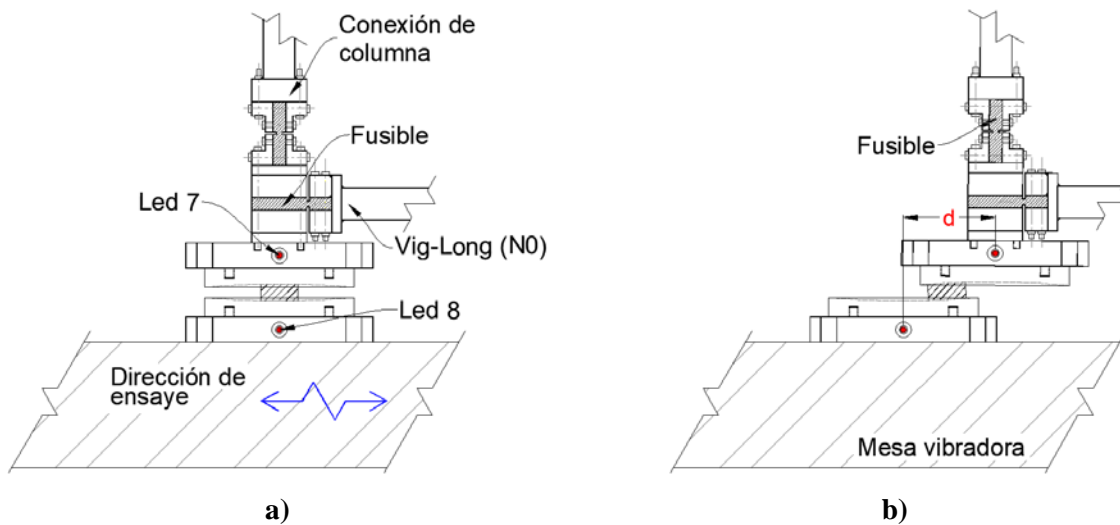


Figura 4.24. Esquema de aisladores instrumentados, a) Reposo y b) Desplazamiento relativo

La figura 4.25a muestra la historia de desplazamientos relativos del aislador instrumentado con los *leds* L7 y L8, que se muestran en la figura 4.24a. Se observa que, durante la etapa inicial del sismo, el desplazamiento relativo es menor que un milímetro, alcanzando un desplazamiento máximo de 1.8 mm

en la fase intensa del movimiento. Una vez terminado el ensaye el sistema de aislamiento no regresa a su posición inicial, conservando un desplazamiento de 1.2 mm. En la figura 4.25b se observa que no hubo comportamiento histerético del aislador. Estos resultados demuestran que el comportamiento del edificio aislado durante el ensaye de intensidad baja no es representativo del que tendría el edificio aislado sometido a mayor demanda sísmica.

El sistema de aislamiento debe ser capaz de soportar sismos de servicio, esto es, sismos frecuentes de intensidad baja. Otra característica importante, es el recentrado de los aisladores, en este tipo de aisladores se da por el peso propio de la estructura que soportan. Esta capacidad es una de las características principales en todos los sistemas de aislamiento.

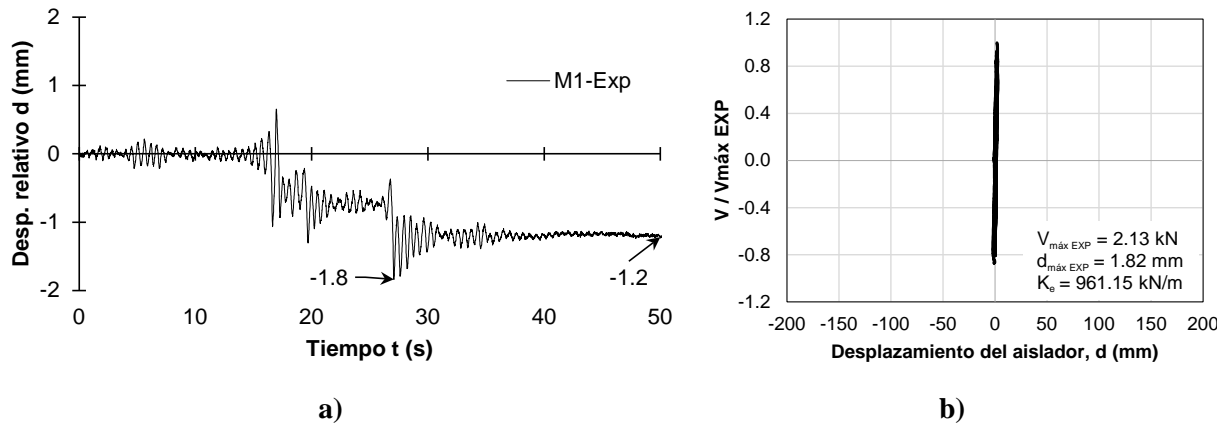


Figura 4.25. a) Historia de desplazamientos relativos del aislador instrumentado, b) despreciable comportamiento histerético

4.6.4. Formas modales

La figura 4.26 muestra las formas modales obtenidas a partir de las mediciones de aceleraciones en el edificio aislado durante el ensaye de intensidad baja.

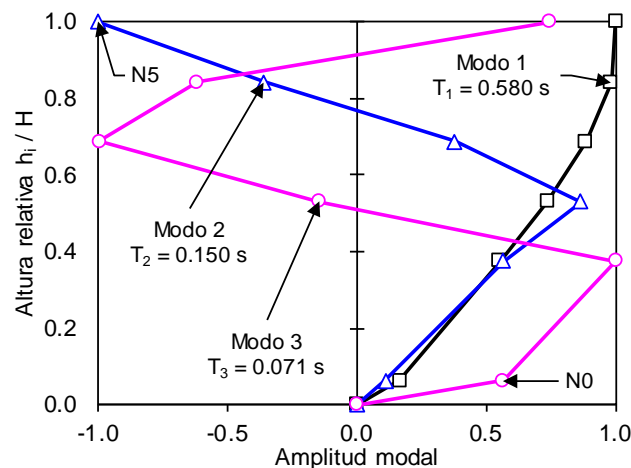


Figura 4.26. Formas modales obtenidas del ensaye M1-Exp (intensidad baja)

4.7. RESULTADOS OBTENIDOS EN EL EDIFICIO AISLADO EN EL ENSAYE DE INTENSIDAD ALTA EN MESA VIBRADORA

La finalidad de estos ensayos fue conocer la respuesta del edificio EM2-I para el sismo de intensidad alta, y su posterior comparación con la respuesta estimada analíticamente. Se determinaron las propiedades dinámicas durante estos ensayos, en los cuales, respecto al ensaye de intensidad baja, se observó el cambio de periodo y una clara participación del sistema de aislamiento en la mejora de la respuesta dinámica. El segundo ensaye de intensidad alta se realizó con el propósito de corroborar los datos obtenidos durante el ensaye M2-Exp y observar el comportamiento del sistema aislado ante dos eventos de intensidad alta.

Los resultados obtenidos de ambos ensayos fueron muy similares, por tal motivo, sólo se muestran los resultados correspondientes al primer ensaye de intensidad alta identificado como M2-Exp.

4.7.1. Registro de aceleraciones

La figura 4.27 permite comparar las aceleraciones medidas en la plataforma de la mesa vibradora durante el primer ensaye de intensidad alta (M2-Exp) con las aceleraciones de la señal objetivo (M2-Obj). En la misma figura se muestran los valores máximos de cada señal. Se observa una correcta reproducción de la señal objetivo durante los ensayos.

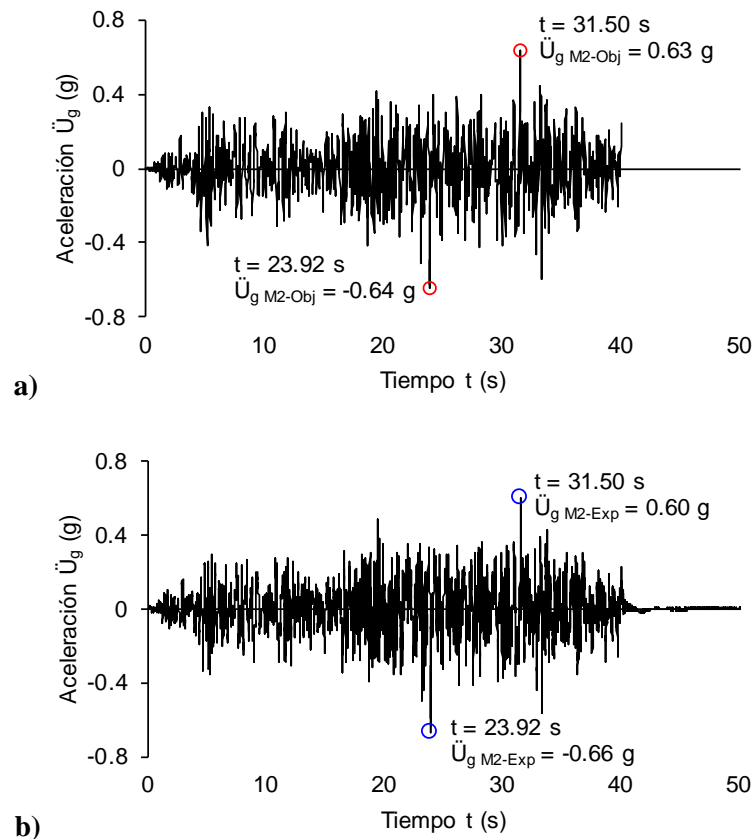


Figura 4.27. Comparación de acelerogramas de las señales: a) Señal objetivo M2-Obj y b) Señal medidas en la plataforma de la mesa vibradora M2-Exp

4.7.2. Función de transferencia y espectro de respuesta

La función de transferencia de la señal objetivo respecto a las señales medidas en la plataforma de la mesa vibradora durante los dos ensayos de intensidad alta se muestra en la figura 4.28a, así como los espectros de respuesta de pseudoaceleración elásticos para ambas señales en la figura 4.28b. Los resultados indican que el ruido de la mesa afecta principalmente frecuencias mayores que 15 Hz.

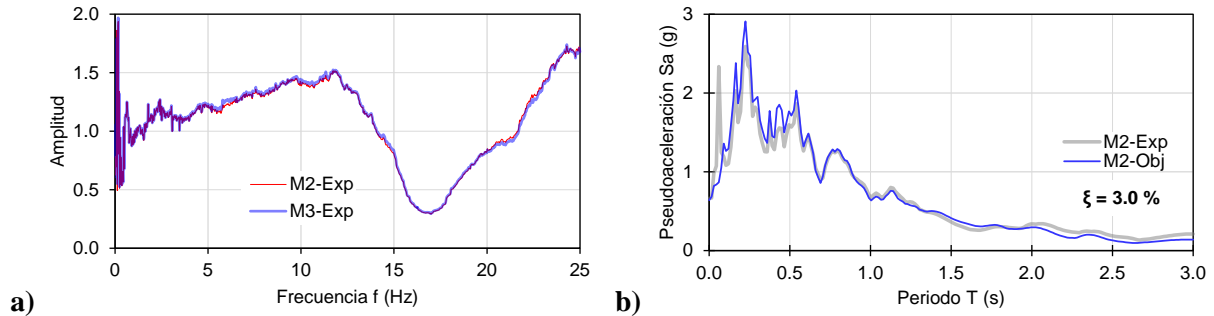


Figura 4.28. a) Función de transferencia y b) Espectro de respuesta elástico (intensidad alta)

4.7.3. Identificación de las propiedades dinámicas durante los ensayos intensidad alta

La obtención de las propiedades dinámicas del edificio sometido a los ensayos de intensidad alta, se hizo siguiendo el mismo procedimiento de empleo de funciones de transferencia descrito anteriormente en el ensayo de intensidad baja. Para la obtención de los periodos de vibración de la estructura aislada se seleccionó un intervalo de 10 s, correspondiente a la etapa de mayor intensidad del sismo, que fue entre 22 y 32 s.

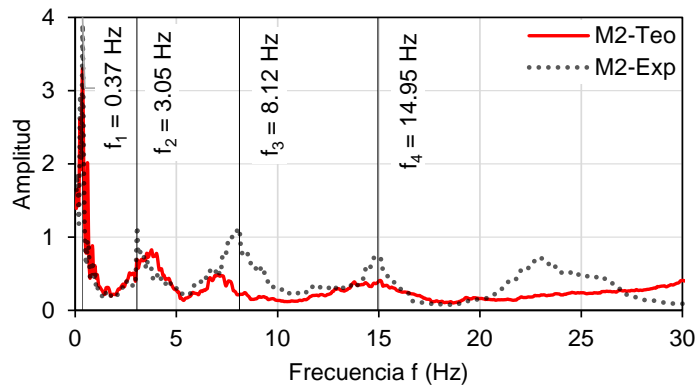


Figura 4.29. Comparación de funciones de transferencia experimental (M2-Exp) y calculada (M2-Teo)

La figura 4.29 muestra los resultados obtenidos del ensayo de intensidad alta M2-Exp, la frecuencia f_1 , corresponde al periodo fundamental del sistema aislado y f_2 representa la frecuencia de la superestructura modificada por la presencia del sistema de aislamiento. La tabla 4.6 presenta las frecuencias y periodos vibración resultado de los dos ensayos de intensidad alta.

El periodo fundamental de la estructura aislada se puede estimar empleando la ecuación del periodo de vibración del péndulo simple (ec 2.37), con la cual se obtiene un periodo, T_I , igual a 2.69 s, valor aproximado al periodo fundamental obtenido experimental y analíticamente. La función de transferencia obtenida y la comparación de los espectros de respuesta respecto a las señales objetivo, presentan una aproximación aceptable, asimismo, las propiedades dinámicas obtenidas analíticamente muestran una aproximación razonable respecto a los valores experimentales.

Tabla 4.6. Propiedades dinámicas del edificio EM2-I (ensayos de intensidad alta)

Modo	M2-Exp		RMK (M2-Teo)	
	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
1	0.366	2.732	0.370	2.703
2	3.052	0.328	3.540	0.282
3	8.118	0.123	7.141	0.140
4	14.954	0.067	15.502	0.065

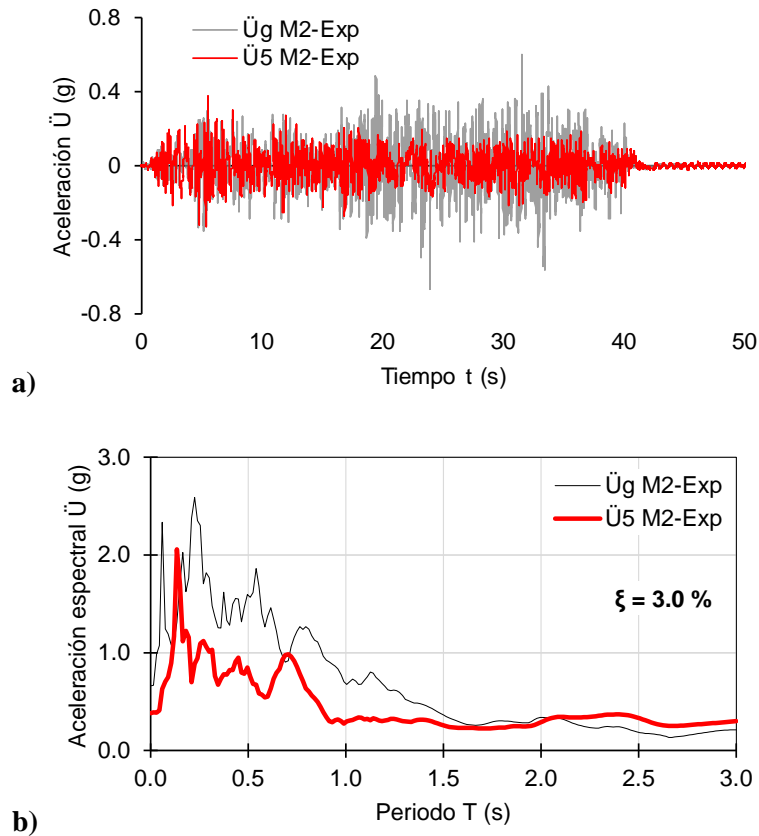


Figura 4.30. a) Aceleraciones medidas en la plataforma de la mesa vibradora y en el nivel N5 y b) Espectros de respuesta elásticos de aceleración de dichas señales

Caso contrario a lo observado durante el ensaye de intensidad baja, durante los de intensidad alta se evidenció una importante participación de los aisladores en la mejora de la respuesta dinámica. Se logró la atenuación de las aceleraciones en los pisos superiores. La figura 4.30a muestra las señales medidas en la plataforma de la mesa vibradora, \ddot{U}_g , y las medidas en el nivel N5, \ddot{U}_5 . El cociente de las

aceleraciones \ddot{U}_5 y \ddot{U}_g , fue igual a 0.63 para. En la misma figura se observa que en la etapa inicial del movimiento (0 a 12 s), se amplifican las aceleraciones del nivel N5 respecto a la plataforma de la mesa vibradora, y no participa en la respuesta dinámica el sistema de aislamiento, una vez se alcanza la fase intensa del sismo (12 a 35 s), se observa la atenuación de las aceleraciones producto del deslizamiento de los aisladores.

Otra forma de demostrar la atenuación de las aceleraciones es a partir de los espectros de respuesta de las aceleraciones de piso y las aceleraciones medidas en la plataforma de la mesa vibradora. Esto se muestra en figura 4.30b, correspondiente a los espectros de respuesta para las señales medidas en el nivel N5 y la plataforma de la mesa vibradora. En la misma figura, se observa un pico de aceleración igual a 2 g, el cual podría afectar a contenidos y elementos no estructurales con bajas frecuencias. Este valor corresponde a la excitación de modos superiores, es posible reducir su participación incrementando el contraste de rigidez.

4.7.4. Formas modales

La figura 4.31 muestra las formas modales experimentales. Para su obtención, se calcularon las funciones de transferencia de las aceleraciones medidas en cada nivel respecto a la aceleración medida en la plataforma de la mesa vibradora durante el intervalo de máxima intensidad (22 a 32 s).

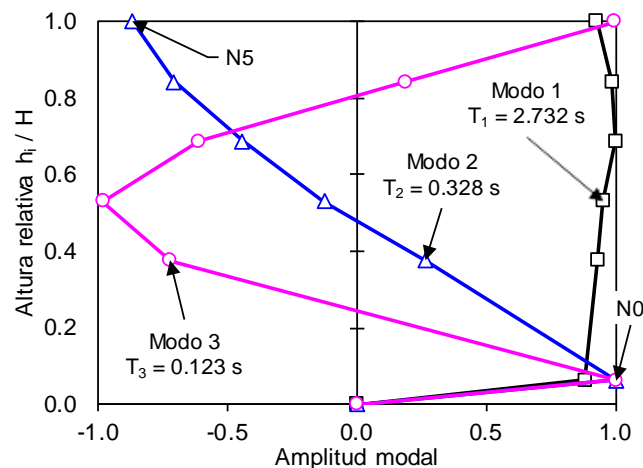


Figura 4.31. Formas modales obtenidas del ensaye M2-Exp (intensidad alta)

4.8. PREDICCIÓN DE LA RESPUESTA DEL EDIFICIO CON AISLADORES EN MESA VIBRADORA Y COMPARATIVA CON RESULTADOS EXPERIMENTALES

En esta sección se comparan los resultados obtenidos durante los ensayos en mesa vibradora con la señal de aceleración de intensidad alta con los resultados analíticos (Ruaumoko 2D y ETABS2016). La respuesta dinámica analítica del edificio EM2-I se obtuvo empleando las señales objetivo (M1-Obj y M2-Obj). Se hicieron predicciones de aceleraciones y desplazamientos máximos en el edificio. Posteriormente, se compara la predicción de la respuesta dinámica del edificio con aisladores y la respuesta medida en el ensaye en mesa vibradora.

4.8.1. Aceleraciones absolutas de piso

La figura 4.32a y 4.32b muestran las envolventes de aceleraciones absolutas de piso, \ddot{U}_i , expresadas como fracción de la gravedad, medidas en el ensaye de intensidad alta y calculadas con Ruaumoko y ETABS, respectivamente. Durante el ensaye M2-Exp, las máximas aceleraciones absolutas medidas en los niveles N1 y N5, fueron iguales a 0.186 y 0.219 g, respectivamente. En el ensaye M3-Exp se registraron valores iguales a 0.208 y 0.267 g, en el nivel N1 y N5, respectivamente. Estos resultados muestran la atenuación de las aceleraciones absolutas de piso, lo cual obedece al comportamiento de la estructura como cuerpo rígido. Las aceleraciones medidas del nivel N5 durante los ensayes M2-Exp y M3-Exp, fueron de 33 y 40 por ciento, respectivamente, respecto a la máxima aceleración medida en la plataforma de la mesa vibradora.

Las máximas aceleraciones de piso se registraron en el nivel N0, las cuales fueron 0.294 y 0.314 g, del ensaye M2-Exp y M3-Exp, respectivamente. En el resto de los niveles, las aceleraciones se registraron por debajo de los umbrales de aceleración que ocasionan daño a contenidos de periodos cortos (0.3 a 0.7 s), tomando como base que el umbral de aceleraciones que los afectan se encuentra entre 200 y 280 cm/s^2 (Zúñiga, 2012). Los resultados obtenidos indican una correlación aceptable entre los resultados de aceleración de la predicción analítica y las aceleraciones medidas.

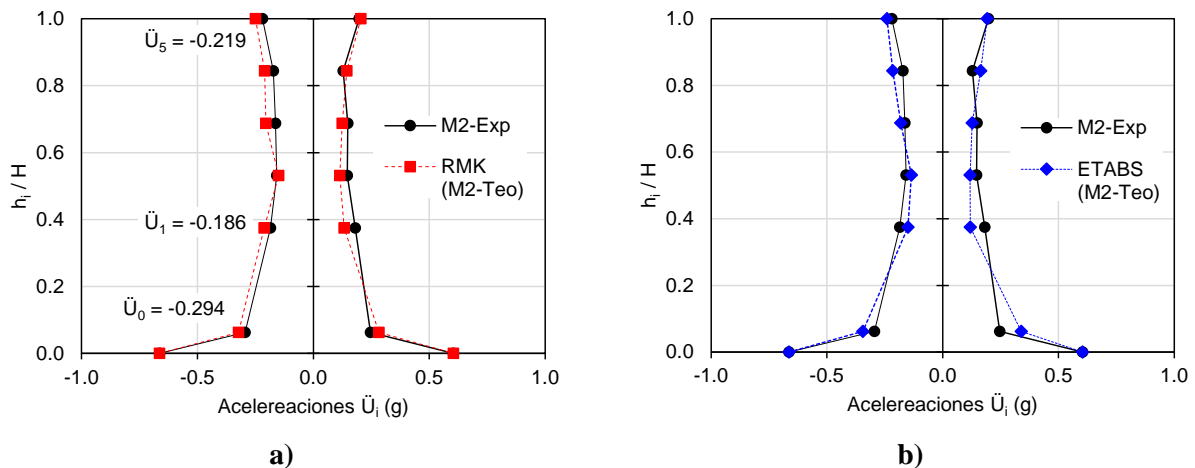


Figura 4.32. Envolvente de aceleraciones absolutas de piso del ensaye M2-Exp, a) Ruaumoko 2D y b) ETABS (ensayes de intensidad alta)

4.8.2. Desplazamientos relativos

La figura 4.33 muestra las envolventes medidas y calculadas de desplazamientos en el nivel i relativos a la plataforma de la mesa vibradora, δ_i , correspondiente a cada nivel del edificio (niveles N0 a N5) incluyendo el nivel de la plataforma de la mesa vibradora entre la altura del edificio, H . Se observa que la concentración de los desplazamientos se presenta en los aisladores, reduciendo la distorsión de entrepiso en la superestructura, d_r (ec 3.2), definida como la diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo delimitan dividida entre la diferencia de elevaciones correspondiente, h_i .

Durante los dos ensayes de intensidad alta se obtuvieron valores de distorsión de entrepiso máxima, $d_{r\text{máx}}$, iguales a 0.97 por ciento. Esta distorsión se midió en el nivel N1, que corresponde al nivel de

planta baja con la mayor altura de entrepiso (h_{PB} igual a 865 mm). Para los pisos superiores (h_i igual a 500 mm), se obtuvo en promedio para $d_{r\max}$ valores cercanos a 0.45 por ciento. Estas distorsiones obtenidas se encuentran muy por debajo del valor de distorsión límite (d_r igual a 3 por ciento), para marcos de acero de ductilidad alta, establecida en la normatividad vigente (NTC DS, 2017).

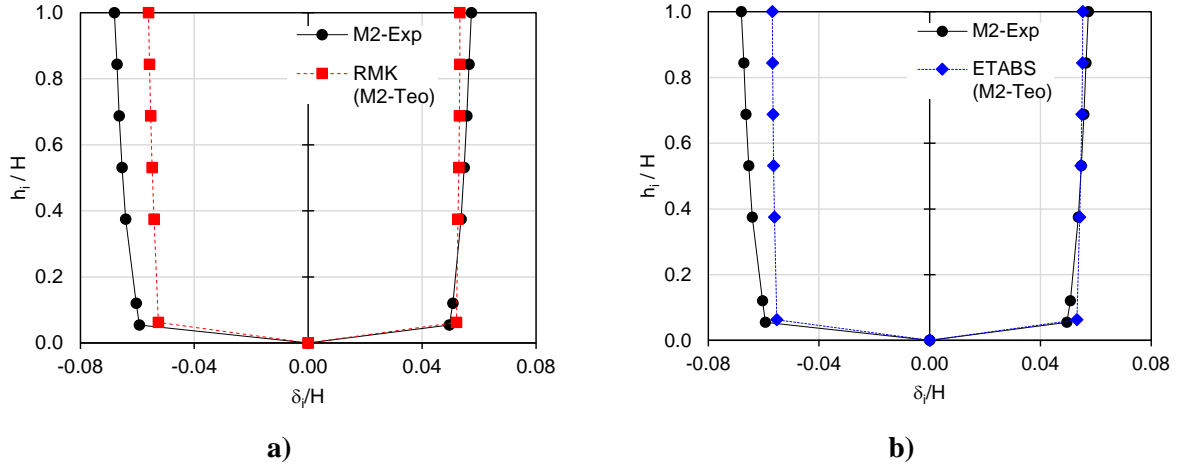


Figura 4.33. Envolvente de desplazamientos relativos a la plataforma de la mesa vibradora entre la altura del edificio, a) Ruamoko 2D y b) ETABS

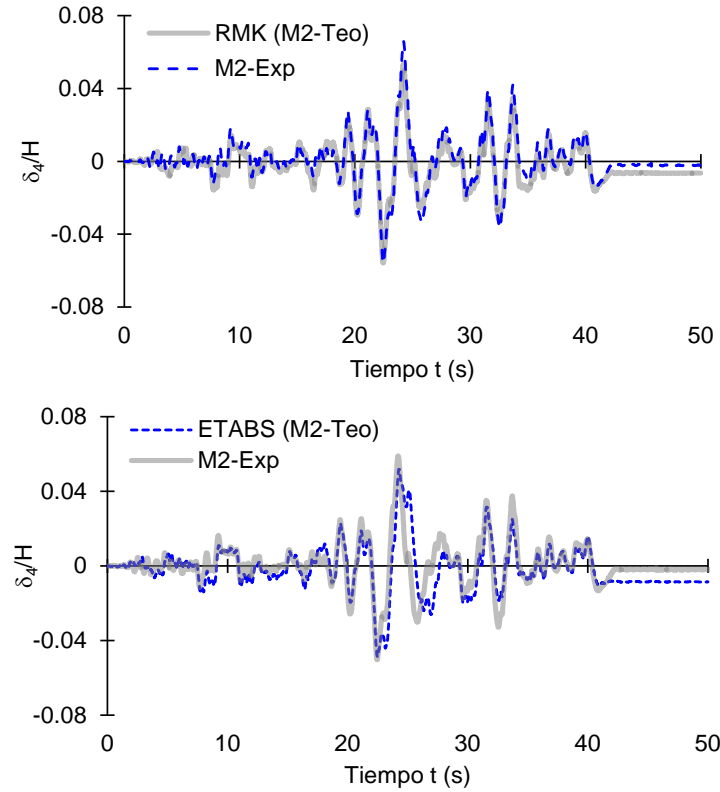


Figura 4.34. Historia de desplazamientos del nivel N4 relativos a la plataforma de la mesa vibradora entre la altura del edificio (ensayo M2-Exp)

La figura 4.34 muestra la historia de desplazamientos relativos medida y calculada del nivel N4. Estos desplazamientos son relativos a la plataforma de la mesa vibradora y divididos por la altura del edificio, H . Estos comprenden los desplazamientos de toda la estructura considerando los desplazamientos de los aisladores. Los resultados mostrados en la figura 4.34 indican una correlación aceptable entre los resultados de desplazamientos de la predicción analítica y los desplazamientos medidos. En el nivel N5 el desplazamiento máximo fue igual a 190 mm y 198 mm en el ensaye M2-Exp.

Se evaluó la distorsión global, definida como el desplazamiento máximo en el último nivel, δ_n , dividido por la altura del edificio, H , (ec 3.1). En ambos ensayos el desplazamiento máximo medido en el nivel N5 respecto al nivel N0, fue de 18 mm, lo cual representa un valor de distorsión global máxima, $D_{r\acute{m}ax}$ igual a 0.63 por ciento.

Los resultados de aceleración y desplazamientos obtenidos del ADNL con Ruaumoko 2D y ETABS2016 son muy similares a los resultados experimentales.

4.8.3. Comportamiento histerético de los aisladores

La disipación de energía de los aisladores empleados en esta investigación, se da por la fricción entre las superficies de deslizamiento y las del deslizador rígido. La figura 4.35 muestra los ciclos de histéresis (teórico y experimental), desarrollados por el comportamiento no lineal de los aisladores durante los ensayos M2-Exp y M3-Exp, y muestra, además, los valores absolutos máximos medidos. Las ordenadas fueron normalizadas por la máxima fuerza cortante medida en los aisladores, $V_{m\acute{a}x\ EXP}$, que corresponde al máximo valor de la sumatoria de las fuerzas inerciales de cada nivel (N0 a N5), medidas en la historia de aceleraciones de intensidad alta. La figura 4.35 muestra resultados analíticos estimados con el programa Ruaumoko (RMK) y el programa ETABS.

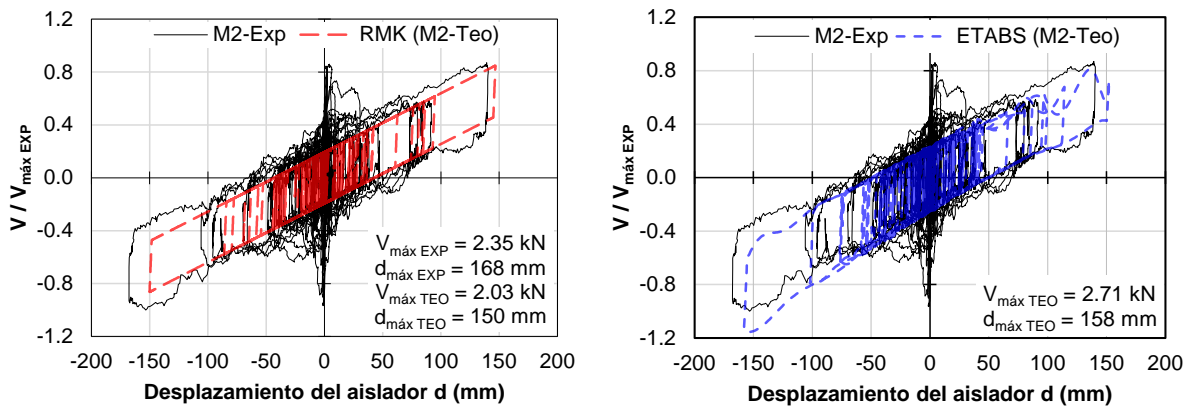
La figura 4.35 muestra una característica importante de estos ciclos de histéresis, los cuales no presentan degradación de rigidez durante la excitación sísmica. Al comparar el comportamiento histerético desarrollado por los aisladores durante los ensayos M2-Exp y M3-Exp, se observa mayor estabilidad en los ciclos de histéresis durante el segundo ensaye de intensidad alta, en cambio, durante M2-Exp, se muestran ciclos irregulares en la parte inicial del sismo. Este comportamiento se asocia al material lubricante del deslizador rígido, que por su exposición a la intemperie sufrió un efecto de endurecimiento. Posterior al primer ensaye de intensidad alta, el aislador recuperó sus propiedades con material lubricante.

A partir de la máxima fuerza lateral desarrollada por los aisladores durante la fase inicial del ensaye M2-Exp, correspondiente al desplazamiento de fluencia d_y , se obtuvo una fuerza máxima, $F_{m\acute{a}x}$, igual a 2.24 kN, lo que equivale a $0.95 V_{m\acute{a}x\ EXP}$ y con la ecuación de la fuerza de fricción (ec 2.33), se estimó que el coeficiente de fricción, μ_{low} , fue igual a 11.29 por ciento. Durante la fase inicial del ensaye M3-Exp, y para el desplazamiento de fluencia d_y , se obtuvo para $F_{m\acute{a}x}$ el valor de 0.75 kN, con estos valores se estimó un coeficiente de fricción, μ_{low} , igual a 3.78 por ciento. Lo anterior representa una diferencia de aproximadamente tres veces del valor de μ_{low} en el ensaye M2-Exp respecto al valor de μ_{low} en el ensaye M3-Exp, esto puede deberse al endurecimiento del lubricante.

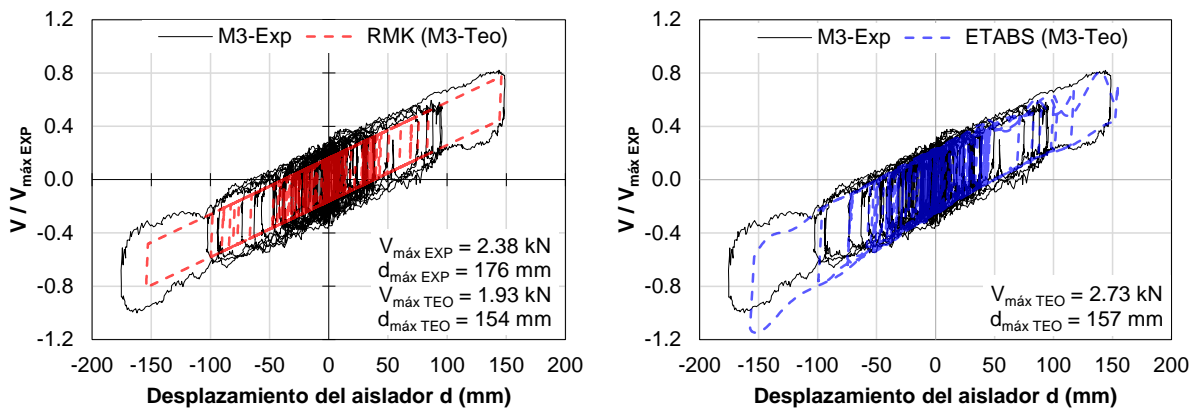
Los ciclos obtenidos analíticamente con el programa Ruaumoko son estables y bien definidos sin mostrar variaciones por efecto de la velocidad de carga y presión por la carga sobre los aisladores, a pesar de ello, se logra simular aceptablemente el comportamiento de la estructura aislada. Esto se debe a que en el programa Ruaumoko no se puede utilizar explícitamente las variables que controlan el

comportamiento del coeficiente de fricción en condiciones dinámicas, y sólo es posible introducirlo de forma indirecta mediante la fuerza de fricción, F_o . El comportamiento se define por la rigidez inicial, k_o , asociada a la fuerza F_o que produce el desplazamiento de fluencia d_y , y por la rigidez postfluencia durante la etapa de movimiento definida como rk_o , donde r , es el factor que describe la pendiente en la etapa no lineal (figura 4.10).

Entre las variables que modifican las propiedades de los aisladores de fricción se encuentran, la carga vertical, temperatura, calentamiento de las superficies, envejecimiento, velocidad de carga, superficies con y sin lubricación, entre otros (McVitty y Constantinou, 2015). El modelo de los aisladores en ETABS2016 permite introducir las variables y propiedades no lineales que describen el comportamiento de estos en condiciones dinámicas. Se emplearon los coeficientes de fricción μ_{low} , μ_{fast} , el parámetro de velocidad α , y el radio de curvatura, la rigidez lateral y la fuerza lateral. Por tal motivo, los ciclos de histéresis teóricos obtenidos con ETABS2016 muestran un comportamiento con mayor aproximación a los resultados experimentales.



a) Ensaye M2-Exp



b) Ensaye M3-Exp

Figura 4.35. Lazos de histéresis de un aislador durante los ensayos de intensidad alta

Para la determinación de los coeficientes de fricción y la rigidez lateral de los aisladores empleados en el edificio aislado, el fabricante realizó pruebas a un aislador aplicando los procedimientos establecidos en European Standard Anti-seismic Devices (EN 15125, 2009). Los ciclos de histéresis obtenidos son más estables ya que fueron hechos bajo carga axial y una frecuencia de desplazamiento controlada.

4.8.4. Desplazamiento relativo

Los desplazamientos relativos medidos durante los dos ensayos de intensidad alta no muestran diferencia en el comportamiento de los aisladores. En la figura 4.36 se muestra la historia de desplazamientos relativos del aislador instrumentado con los *leds* L7 y L8 en la etapa más intensa del movimiento, comprendida entre los 20 y 35 s. Resulta interesante observar que se alcanzan los mismos valores de desplazamiento y que, aunque el comportamiento es no lineal, no representa a daño o degradación de las propiedades del sistema de aislamiento.

En los sistemas basados en péndulos de fricción el recentrado de los aisladores se da por efecto del peso propio de la estructura. En la figura 4.37 se muestra la historia de desplazamientos relativos del aislador instrumentado con los *leds* L7 y L8 en la etapa final del movimiento, 35 a 50 s. Se observa que el desplazamiento del aislador termina a los 42.5 s y no regresa a su posición inicial, conservando un desplazamiento residual de 6.2 y 7.8 mm, para el ensaye M2-Exp y M3-Exp, respectivamente. Estos desplazamientos no representan daño del aislador y no están asociados a degradación de las propiedades de los aisladores.

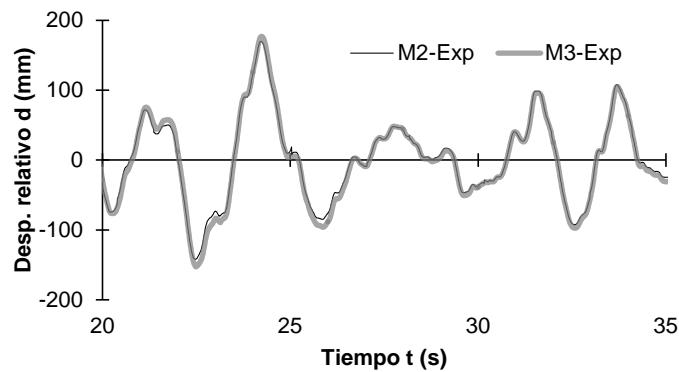


Figura 4.36. Historia de desplazamientos relativos del aislador instrumentado (20 a 35 s)

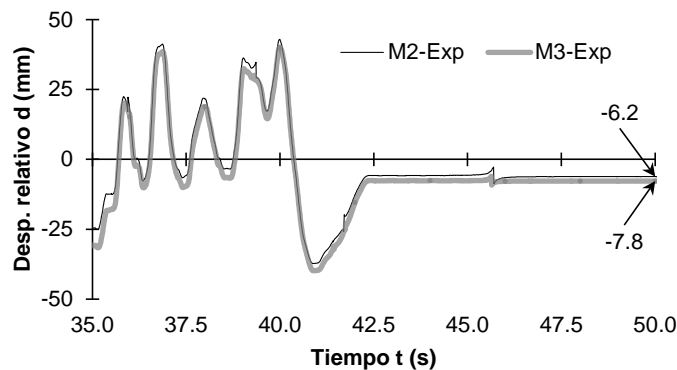


Figura 4.37. Historia de desplazamientos relativos del aislador instrumentado (35 a 50 s)

4.8.5. Disipación de energía histerética

Los aisladores de fricción disipan la energía inducida por el movimiento del terreno por medio del comportamiento histerético. Para cuantificar de forma indirecta esta capacidad se emplea el concepto de amortiguamiento, el cual se define como la disminución progresiva, en el tiempo, de la intensidad de un fenómeno periódico, y se relaciona con la capacidad de un sistema para disipar energía cinética en otro tipo de energía. Para el caso de los aisladores empleados, se produce por el efecto del roce de las superficies curvas y el deslizador rígido, y se relaciona con el área de los ciclos de histéresis, E_{loop} . El amortiguamiento efectivo, ξ_e , se determinó empleando las ecuaciones establecidas en el FEMA 451 (2006) y las variables obtenidas experimentalmente.

	Ensaye M2-Exp	Ensaye M3-Exp
Fuerza lateral máxima positiva	$F^+ = 2.04 \text{ kN}$	$F^+ = 1.95 \text{ kN}$
Fuerza lateral máxima negativa	$F^- = 2.35 \text{ kN}$	$F^- = 2.38 \text{ kN}$
Desplazamiento máximo positivo	$\Delta^+ = 140.6 \text{ mm}$	$\Delta^+ = 148.7 \text{ mm}$
Desplazamiento máximo negativo	$\Delta^- = 167.8 \text{ mm}$	$\Delta^- = 175.5 \text{ mm}$

$$K_e = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} = 14.3 \text{ kN/m}$$

$$E_{loop} \approx 4(\Delta F_y - F \Delta_y) = 323.4$$

$$\xi_e = \frac{2}{\pi} \left(\frac{E_{loop}}{k_e (|\Delta^+| + |\Delta^-|)^2} \right) = 15.1\%$$

Los valores obtenidos se aproximan a los valores determinados por el fabricante.

4.8.6. Cortante basal y coeficiente sísmico

El cortante basal, V_b , se determinó como la sumatoria del producto de los pesos de cada nivel, W_i , de la superestructura y su aceleración en el tiempo, $\ddot{U}_i(t)$, como se indica en la ec 4.8. Su medición se hizo como en una estructura de base fija, considerando todos los pesos que estaban por encima del nivel de desplante (superestructura), como muestra la figura 4.38.

$$V_b(t) = \sum_{i=1}^5 W_i \cdot \ddot{U}_i(t) \quad (4.8)$$

En función de los valores del cortante basal máximo, $V_{b\text{máx}}$, se determinó el coeficiente sísmico máximo, $c_{\text{máx}}$, definido como el cociente del cortante basal máximo y el peso de la superestructura. La tabla 4.7 muestra los valores del cortante basal máximo y coeficiente sísmico obtenidos teórica y experimentalmente durante los tres ensayos. Se observa que el valor de $c_{\text{máx}}$, medido en el ensaye de intensidad baja, M1-Exp, fue igual al 84 y 93 por ciento de los valores máximos medidos en los ensayos de intensidad alta, M2-Exp y M3-Exp, respectivamente. Esto demuestra una importante reducción de la respuesta dinámica del edificio aislado, considerando que las aceleraciones del ensaye de intensidad baja correspondieron al 10 por ciento de las aceleraciones de los ensayos de intensidad alta.

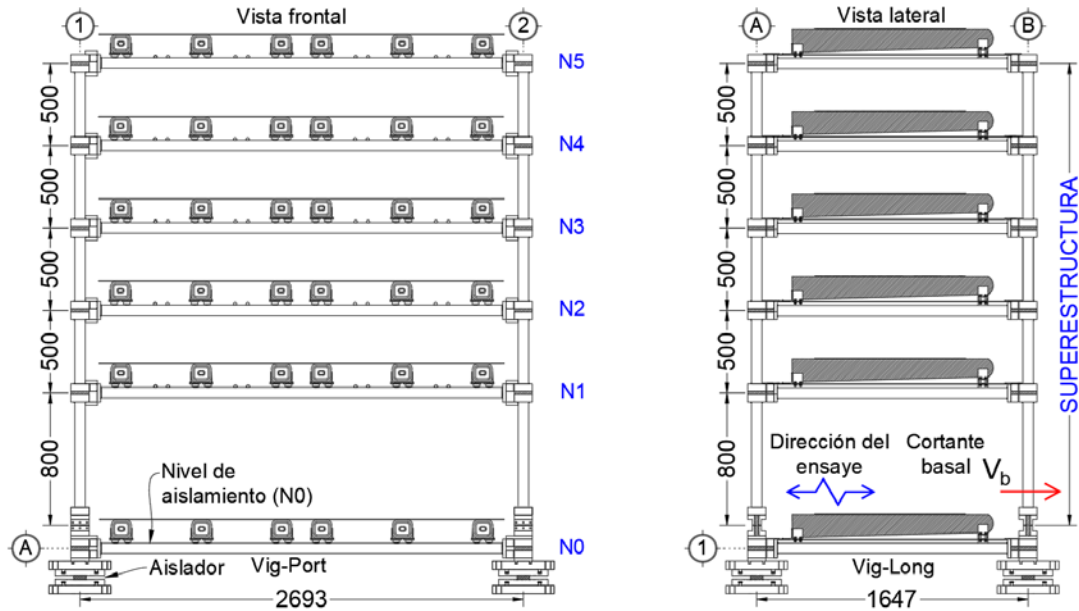


Figura 4.38. Cortante basal, V_b , en el edificio EM2-I

Tabla 4.7. Cortantes obtenidos experimental y analíticamente

Ensayo No.	Ensayo		Cortante basal máximo $V_{b\text{máx}}$ (kN)	Coefficiente sísmico máximo $c_{\text{máx}}$ ⁽¹⁾
1	M1-Exp	Ensayo	8.15	0.123
Int. Baja (M1-Exp)	M1-Teo	Ruamoko	8.73	0.132
	M1-Teo	ETABS	8.74	0.132
2	M2-Exp	Ensayo	9.70	0.146
Int. Alta (M2-Exp)	M2-Teo	Ruamoko	9.50	0.143
	M2-Teo	ETABS	9.26	0.140
3	M3-Exp	Ensayo	8.76	0.132
Int. Alta (M3-Exp)	M3-Teo	Ruamoko	9.10	0.137
	M3-Teo	ETABS	9.55	0.144

⁽¹⁾ c se define como el cociente del cortante basal y el peso de la superestructura.

Los valores de c obtenidos experimentalmente mostrados en la tabla 4.7, se pueden comparar los obtenidos mediante la linealización en la etapa de predimensionamiento. Experimentalmente, $c_{\text{máx}}$ alcanzó un valor de 0.146 para el ensayo M2-Exp, y el valor de $c_{\text{máx}}$ aproximado empleando los espectros de respuesta de aceleración y el periodo fundamental estimado del edificio aislado fue de 0.120, son valores cercanos, a pesar de ello, es importante reconocer las limitaciones de la linealización del problema, por tal motivo, sólo se recomienda emplearse para la etapa de predimensionamiento. Además, para evaluar los modos superiores y conocer los niveles de aceleración de piso, es necesario realizar análisis no lineales que consideren las propiedades mecánicas de los aisladores que el fabricante especifique.

CAPÍTULO 5

COMPARATIVA DE COMPORTAMIENTO DE UN EDIFICIO CON Y SIN AISLAMIENTO ENSAYADOS EN MESA VIBRADORA

5.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se comentan y comparan los resultados experimentales obtenidos durante los ensayos de intensidad alta del edificio EM2 con base fija (Blandón y Rodríguez, 2007), y del edificio con aisladores EM2-I. Dado que los resultados de los dos ensayos de intensidad alta (M2-Exp y M3-Exp), realizados para el edificio EM2-I fueron similares, en lo que sigue se considera sólo los resultados obtenidos en el ensayo M2-Exp.

5.2. COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA DE LOS EDIFICIOS CON Y SIN AISLADORES

5.2.1. Propiedades dinámicas

En la tabla 5.1 se comparan las frecuencias y periodos obtenidos experimentalmente para el edificio con base fija, EM2 y para el edificio aislado, EM2-I. El periodo fundamental, T_1 , del edificio con aisladores, EM2-I, fue igual a 2.73 s, lo que representa un incremento de 5.6 veces respecto al edificio con base fija, EM2, el cual tuvo un periodo fundamental T_1 igual a 0.48 s.

Tabla 5.1. Propiedades dinámicas: frecuencias y periodos (EM2 y EM2-I)

Modo	EM2 (Exp) (sin aisladores)		EM2-I (Exp) (con aisladores)	
	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
1	2.060	0.485	0.366	2.732
2	7.309	0.137	3.052	0.328
3	14.999	0.067	8.118	0.123
4	21.851	0.046	14.954	0.067

En términos del espectro de respuesta elástico, se puede estimar el cambio de la respuesta con el incremento del amortiguamiento y el incremento del periodo fundamental. La figura 5.1 muestra los espectros de respuesta elásticos de pseudoaceleración de la señal medida en la plataforma de la mesa vibradora en el ensayo M2-Exp, para los casos de fracción del amortiguamiento crítico, ξ , igual a 3 por ciento, indicado con línea punteada, y para ξ igual a 15 por ciento, indicado con línea continua. Se observa que el edificio EM2 con periodo fundamental, T_1 , igual a 0.48 s, se ubica en la zona cercana al máximo contenido de frecuencias del espectro.

Con el aislamiento de base se incrementó el periodo fundamental, T_1 , a 2.73 s y el amortiguamiento, ξ , a 15 por ciento, pasando a una zona de frecuencias altas. Esto lleva a que el edificio EM2 tendría un coeficiente sísmico elástico, c , igual a 1.463 y el edificio EM2-I un coeficiente sísmico, c , igual a 0.120, valor cercano al obtenido experimental y teóricamente (tabla 4.6). Esto representa una reducción significativa de aproximadamente 92 por ciento del valor para el edificio de base fija.

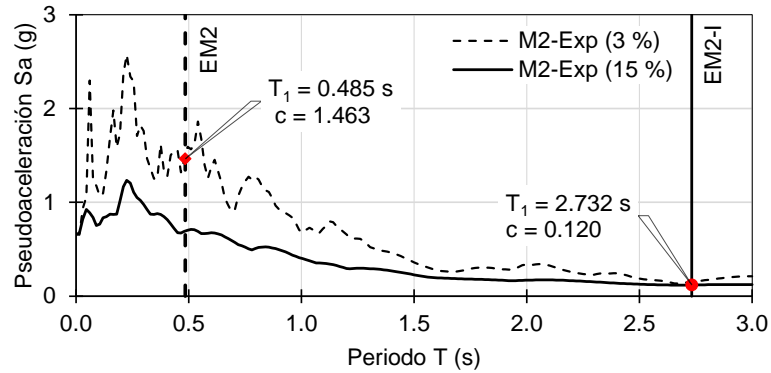


Figura 5.1. Espectros de respuesta elásticos de pseudoaceleración (ξ igual a 3 y 15 %)

5.2.2. Reducción de aceleraciones absolutas de piso

En los edificios de base fija uno de los principales efectos causados por el movimiento del terreno es la amplificación de las aceleraciones absolutas en los pisos superiores. Esta amplificación es la principal causa de daños a elementos no estructurales y contenidos, y dado que la fuerza sísmica es directamente proporcional a la aceleración, se presenta un incremento importante en las fuerzas inerciales.

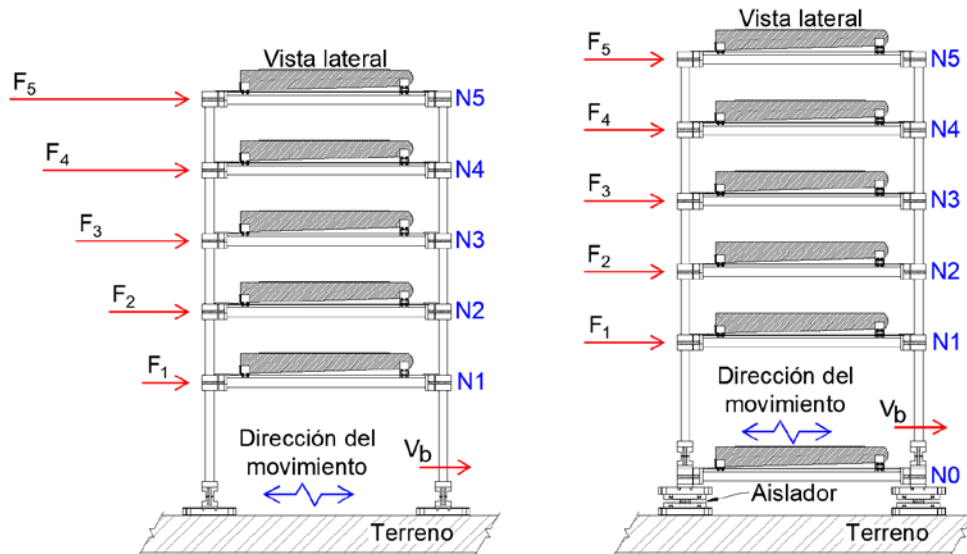


Figura 5.2. Distribución de fuerzas inerciales en el edificio de base fija y en el edificio de base aislada

La figura 5.2 muestra una idealización de la distribución de las fuerzas inerciales en un edificio de base fija y en un edificio con aislamiento de base. En el edificio de base fija la fuerza inercial máxima se presenta en el último nivel decreciendo hasta el primer nivel, por el contrario, en el edificio con aislamiento de base, se espera una distribución de fuerzas inerciales aproximadamente uniforme debido al comportamiento del edificio como cuerpo rígido. Esta distribución de fuerzas inerciales se aproxima a la correspondiente primera forma modal de cada edificio.

En la figura 5.3a se comparan las envolventes de aceleraciones absolutas de ambos edificios. La máxima aceleración absoluta medida en el nivel N5 del edificio EM2-I fue igual a 0.219 g, lo cual representa 16 por ciento de la máxima aceleración medida en el mismo nivel del edificio EM2. En la figura 5.3b se observa, en términos del espectro de respuesta elástico, la atenuación de las aceleraciones obtenidas de las señales medidas en el nivel N5 de ambos edificios. El sistema de péndulo de fricción logra que el edificio aislado tenga una importante reducción de las fuerzas sísmicas actuantes respecto al caso del edificio sin aislar.

Los valores mayores de aceleración en la zona de periodos menores a 0.5 s que muestra el espectro de aceleraciones de piso de la señal medida en el nivel N5 del edificio EM2-I (figura 5.3b), se debe al efecto de la rigidez inicial de los aisladores, que depende del desplazamiento lateral y la fuerza de fricción estática, por lo tanto, su valor es alto, y produce la filtración de aceleraciones que afectan a altas frecuencias asociadas a los modos superiores de vibrar (Skinner *et al.*, 1993). Estas aceleraciones se presentan antes de que el sistema de aislamiento participe en la reducción de la respuesta dinámica. A pesar de que en frecuencias bajas para el edificio aislado se alcanza un valor de aceleración de 2 g, respecto al edificio convencional hay una reducción de cuatro veces.

La atenuación o amplificación de las aceleraciones puede mostrarse con el factor de amplificaciones en el nivel N5 definido como el cociente de las máximas aceleraciones medidas en el nivel N5 ($\dot{U}_{5máx}$) y las medidas en la plataforma de la mesa vibradora ($\dot{U}_{gmáx}$). En los ensayos de intensidad alta del edificio EM2, este cociente fue igual 1.31 y para el edificio EM2-I, fue igual a 0.33. Este resultado es congruente con lo mostrado en la figura 5.3a, que muestra una importante atenuación de las aceleraciones en el edificio con aisladores debido al incremento del periodo fundamental y el amortiguamiento. Por el contrario, en el edificio de base fija se presentó un incremento de aceleraciones en los pisos superiores. Los resultados que aquí se comentan indican algunas de las ventajas del empleo del aislamiento de base en un edificio supuesto en terreno firme.

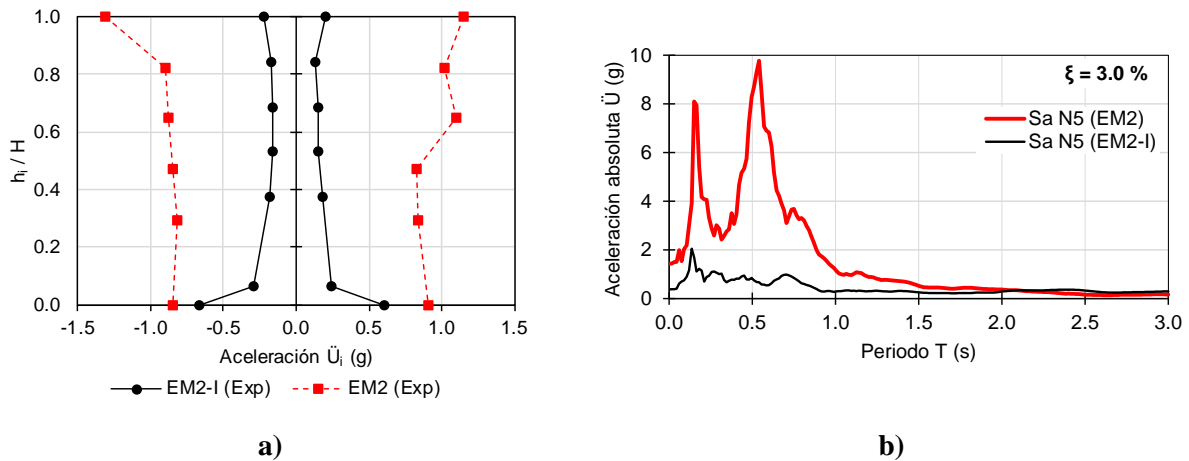


Figura 5.3. a) Envolvente de aceleraciones medidas (EM2 y EM2-I), b) Espectro de respuesta elástico de aceleración de las señales medidas en el nivel N5 (EM2 y EM2-I)

Una forma de expresar la variación de las fuerzas producto de las aceleraciones de piso en los edificios, es través de la distribución de fuerzas cortantes. A partir de las envolventes de aceleraciones de piso medidas se calculó la correspondiente fuerza cortante para cada edificio en los niveles N5 a N1 (superestructura). En la figura 5.4 se compara la distribución de fuerzas cortantes de ambos edificios. Se obtuvo una reducción de la demanda por fuerza cortante en el edificio EM2-I respecto al edificio EM2, medida en el nivel N1 de aproximadamente 81 por ciento.

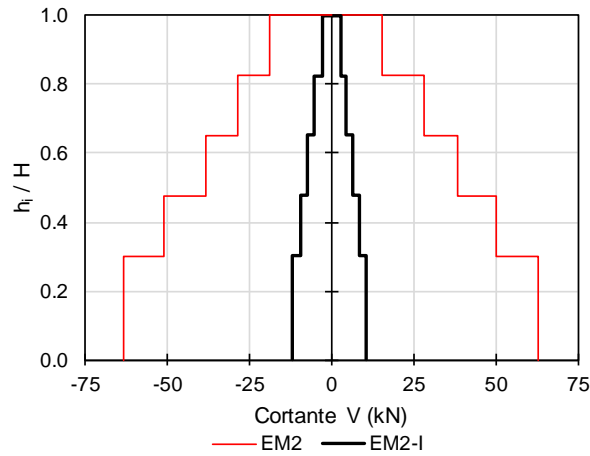


Figura 5.4. Envolvente de cortantes de piso de los edificios EM2 y EM2-I (superestructura)

5.2.3. Reducción de distorsiones de entrepiso

El daño en elementos estructurales y no estructurales es causado tanto por las fuerzas inerciales, como por las distorsiones de entrepiso. Una de las ventajas del empleo del aislamiento de base es la reducción de éstas. Es importante mencionar que no es una solución aplicable a todos los casos, y es necesario evaluar su empleo considerando la estructuración, altura y el tipo de suelo en el cual se desplatará la estructura de interés. La figura 5.5a muestra los perfiles de desplazamientos de cada nivel del edificio relativos a la plataforma de la mesa vibradora divididos entre la altura del edificio. Los desplazamientos máximos del edificio EM2-I, se concentran en los aisladores. Esto debido a la baja rigidez horizontal de estos elementos. Los desplazamientos máximos del edificio EM2, se presentaron en el último nivel. La figura 5.5b muestra la envolvente de distorsiones de entrepiso, d_r , del edificio EM2 y EM2-I. Para el edificio EM2-I, estas distorsiones se determinaron a partir de los desplazamientos relativos al nivel N0.

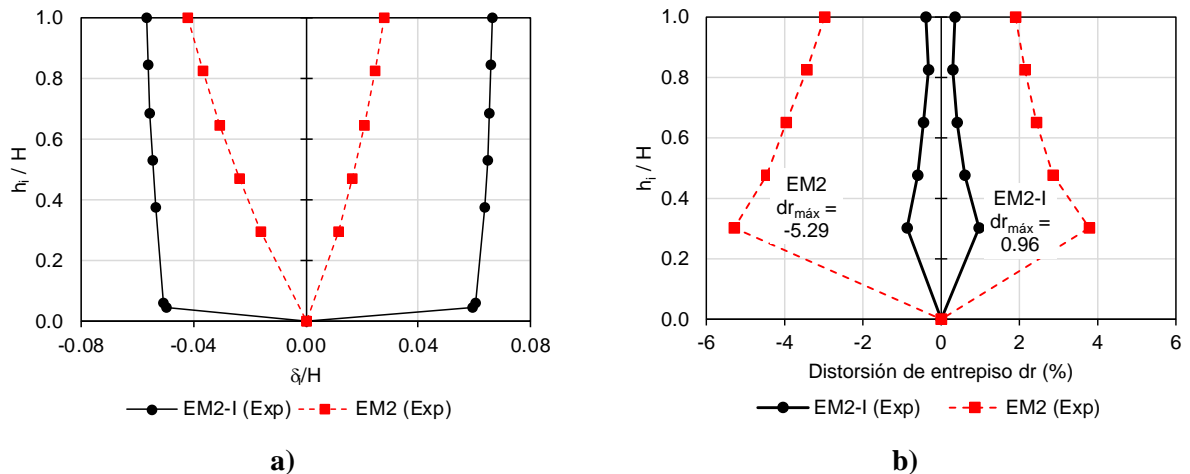


Figura 5.5. a) Envolvente de desplazamientos relativos y b) Distorsiones de entrepiso, d_r

En el ensaye de intensidad alta del edificio con base fija, EM2, se obtuvo una distorsión global máxima, $D_{rmáx}$, igual a 4 por ciento y una distorsión de entrepiso máxima, $d_{rmáx}$, igual a 5.29 por ciento. En los ensayes de intensidad alta del edificio aislado, EM2-I, los valores de $D_{rmáx}$ (medida respecto al nivel N0) y de $d_{rmáx}$ fueron iguales a 0.63 y 0.97 por ciento, respectivamente. La planta baja tiene mayor altura de entrepiso y, por lo tanto, en ese nivel se presentó la distorsión de entrepiso máxima $d_{rmáx}$, en ambos edificios. Considerando que la excitación sísmica fue comparable en ambos edificios, estos resultados indican las relevantes ventajas de un sistema estructural con aislamiento en la base respecto al caso del edificio con base fija, como los aquí analizados.

5.2.4. Reducción del coeficiente sísmico y distorsión global

Es de interés comparar la respuesta global del edificio con aislamiento EM2-I con el edificio con base fija EM2. En lo que sigue, para fines de comparación se emplea el coeficiente sísmico. Éste se definió como el cociente del cortante basal, V_b y el peso de la superestructura W_s . Para determinar la resistencia lateral del edificio EM2, se realizó un análisis estático no lineal con cargas incrementales y distribución triangular, similar a la empleada en su diseño. En la sección 3.2.3., se mostró que el coeficiente sísmico de fluencia, c_y , fue igual a 0.28, y el coeficiente sísmico último, c_u , fue igual a 0.61, definido como el coeficiente sísmico correspondiente a una demanda de distorsión global, D_r , igual a 5 por ciento.

Como resultado del ensaye de intensidad alta del edificio EM2, se obtuvo un coeficiente sísmico máximo, $c_{máx}$, igual a 0.55, este valor superó al coeficiente sísmico de fluencia, c_y , lo que indica que el edificio EM2 experimentó comportamiento inelástico, lo cual se traduce en daño estructural. Respecto a los resultados del primer ensaye de intensidad alta del edificio EM2-I, se obtuvo un coeficiente $c_{máx}$, igual a 0.146, el cual representa 26.5 por ciento del máximo valor registrado en el edificio de base fija.

Respecto a la distorsión global, el edificio EM2 alcanzó una distorsión global máxima, $D_{rmáx}$, igual a 4 por ciento y de fluencia, D_{ry} , igual a 1.2 por ciento, el cociente de estos valores indica que este edificio tuvo una ductilidad de desplazamiento, μ_d , igual a 3.3. El edificio EM2-I tuvo una distorsión global, $D_{rmáx}$, igual a 0.63 por ciento, valor que no supera al valor de fluencia.

En la figura 5.6a se muestran los resultados anteriores, así como la curva bilineal de resistencia lateral del edificio EM2. Para verificar que el comportamiento de la superestructura del edificio EM2-I fue elástico durante los ensayes sísmicos, se compararon los valores máximos medidos del coeficiente sísmico y la distorsión global de este edificio con los valores de fluencia del edificio EM2. La figura 5.6b muestra para el edificio con aisladores, los valores del coeficiente sísmico, $c_{máx}$, y la distorsión global máxima, $D_{rmáx}$, obtenidos en el ensaye de intensidad alta M2-Exp. Adicionalmente, se graficaron los valores de la distorsión global máxima y el coeficiente sísmico máximo obtenidos del ensaye de baja intensidad M1-Exp, cuyos valores fueron 0.45 por ciento y 0.123, respectivamente. En ninguno de estos ensayes se alcanzaron los valores de fluencia de la superestructura, por lo que se concluye que el edificio de base aislada se comportó elásticamente.

Una de las ventajas de que el comportamiento de una estructura sea elástico, es la reducción de incertidumbres en la estimación de la respuesta dinámica. Caso contrario al que se tiene en las estructuras que se comportan inelásticamente, en las cuales existen incertidumbres debidas a la no linealidad que desarrollan los materiales, las secciones y el sistema estructural. A pesar de ello, dada la demanda ante fuerza lateral en zonas de alta sismicidad, no es posible diseñar estructuras convencionales elásticas, y se recurre a la sobrerresistencia y a la ductilidad para disipar la energía inducida por el movimiento del terreno. Esta solución representa daño en elementos estructurales y no estructurales.

Como referencia para diseño de edificios aislados, la norma Chilena (NCh2745, 2003), de acuerdo con la sismicidad local, contempla el aislamiento total de la superestructura. Esto quiere decir que, los elementos por encima del nivel de aislamiento deben ser diseñados para que se comporten elásticamente. Esto es posible dada la importante reducción de las fuerzas de diseño por la presencia del aislamiento en la base.

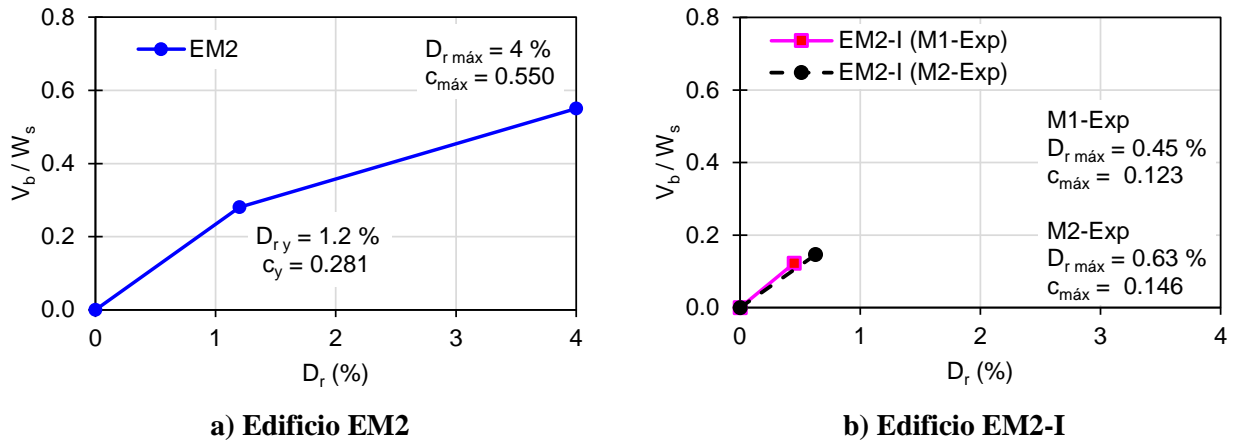


Figura 5.6. Coeficientes sísmicos y distorsión global

5.2.5. Resumen de resultados obtenidos

La tabla 5.2 muestra un resumen de datos importantes de ambos estudios obtenidos teórica y experimentalmente en los ensayos de intensidad alta.

Los valores experimentales del periodo fundamental y el amortiguamiento del edificio EM2-I fueron obtenidos durante el ensayo de intensidad alta M2-Exp, para el valor de desplazamiento del aislador, $d_{máx}$, igual a 176 mm.

Tabla 5.2. Resumen de comparación de la respuesta de los edificios EM2 y EM2-I

Estructura	EM2		EM2-I (M2-Exp) ⁽¹⁾	
	Teórico	Experimental	Teórico	Experimental
W_s (kN)	66.14	66.14	66.14	66.14
W (kN) ⁽²⁾	-----	-----	79.24	79.24
T_1 (s)	0.501	0.485	2.703	2.732
ξ (%)	3.0	2.0	15.0	15.1
c_y	0.281	-----	0.281	-----
c_u	0.612	-----	0.612	-----
$c_{máx}$	0.630	0.550	0.143	0.146
$D_{r,máx}$ (%)	3.20	4.00	0.35	0.63
$d_{r,máx}$ (%)	4.50	5.30	0.51	0.97
$\ddot{U}_{1máx} / \ddot{U}_{gmáx}$	0.93	0.87	0.32	0.28
$\ddot{U}_{5máx} / \ddot{U}_{gmáx}$	1.45	1.31	0.37	0.33
$\ddot{U}_{gmáx}$		0.90		0.66

⁽¹⁾ Resultados teóricos obtenidos con Ruaumoko 2D.

⁽²⁾ Peso total de la superestructura más el nivel de aislamiento, N_0 .

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES

Se presenta un estudio analítico y experimental de un edificio aislado estructurado con marcos de acero de cinco niveles más un nivel de aislamiento, el cual se identificó como EM2-I y fue supuesto en terreno firme. Los aisladores empleados fueron de doble péndulo de fricción. La estimación de la respuesta dinámica se realizó mediante análisis dinámicos no lineales en los programas de cómputo Ruaumoko 2D y ETABS2016. Se llevaron a cabo tres ensayos en mesa vibradora, el primero, correspondiente a un sismo de intensidad baja, en el cual las aceleraciones del registro en general fueron iguales a 10 por ciento de la señal. El segundo y tercero, fueron sismos de intensidad alta con aceleraciones iguales a 100 por ciento de la señal. El registro sísmico empleado corresponde a la señal medida durante el terremoto de Lolleo, ocurrido en Chile, el 3 de marzo de 1985.

En el ensaye de intensidad baja el sistema de aislamiento no participó en la respuesta dinámica, por lo que el comportamiento medido fue semejante al de una estructura de base fija, en la cual se amplifican las aceleraciones respecto a su altura. Esto se verificó mediante el cociente de aceleraciones absolutas medidas en el último nivel y en la plataforma de la mesa vibradora, \ddot{U}_5 y \ddot{U}_g , respectivamente, fue mayor a uno durante todo el ensaye. Además, mediante la historia de desplazamientos relativos de los aisladores, medidos entre la placa superior e inferior del aislador, se registró un desplazamiento máximo en la fase intensa del movimiento igual a 1.8 mm, sólo fue en una dirección, es decir, no se desarrolló comportamiento histerético. En este ensaye el periodo fundamental fue igual a 0.59 s, tuvo un incremento de 0.1 s respecto a la superestructura con base fija. Este alargamiento del periodo podría deberse al incremento de la altura por la adición del nivel de aislamiento y los aisladores. Puede concluirse que dada la baja intensidad de la señal aplicada, la fuerza requerida para producir el deslizamiento de los aisladores no fue superada.

El cambio de la respuesta dinámica del edificio EM2-I, se presentó en los ensayos de intensidad alta, en los cuales el sistema de aislamiento mejoró la respuesta de manera considerable. Se incrementó el periodo fundamental 5.6 veces respecto al mismo edificio pero con base fija. La disipación de energía cuantificada de forma indirecta mediante el concepto de amortiguamiento efectivo fue igual a 15 por ciento. El comportamiento del edificio EM2-I fue comparable al de un cuerpo rígido oscilando sobre el sistema de aislamiento, reduciendo las distorsiones de entrepiso y la distorsión global respecto a las del edificio sin aislar. A pesar de ello, mediante espectros de aceleración absoluta de piso, se pudieron identificar picos de aceleración asociados a modos superiores correspondientes a frecuencias bajas, las cuales podrían afectar a contenidos. Es posible minimizar estos efectos mediante un adecuado contraste de rigidez lateral entre el sistema de aislamiento y la superestructura, es decir, entre más alejados se encuentren los periodos de la superestructura y aislamiento, menor será la participación de modos superiores en la respuesta dinámica.

Es importante señalar que el coeficiente sísmico máximo, $c_{m\acute{a}x}$, medido en el primer ensaye (intensidad baja), fue igual a 0.123 y en el segundo ensaye (intensidad alta) fue igual a 0.146, lo que da una idea del orden de reducción de la respuesta dinámica en términos del coeficiente sísmico.

Con la respuesta dinámica medida en los ensayos de intensidad alta, se efectuó un estudio comparativo de las propiedades dinámicas y la respuesta del edificio aislado, EM2-I, y la de uno de base fija, denominado EM2. Este último fue estudiado en una investigación anterior y ensayado en mesa vibradora (Blandón y Rodríguez, 2007). Ambos edificios tenían la misma superestructura, excepto por la adición de los aisladores de base y un nivel de aislamiento en el EM2-I. Los dos edificios fueron sometidos a la misma demanda sísmica en la mesa vibradora.

El primer cambio identificado al emplear el sistema de aislamiento fue el incremento del periodo fundamental, el cual pasó de 0.49 a 2.73 s, base fija y base aislada, respectivamente. En términos de la respuesta de desplazamiento, hubo una importante reducción de la distorsión global y de entrepiso. El edificio EM2 alcanzó una distorsión global máxima de 4 por ciento, y de fluencia igual a 1.2 por ciento, lo que indica que tuvo una ductilidad de desplazamiento igual 3.3. El edificio EM2-I tuvo un valor máximo de distorsión global de 0.63 por ciento, valor por debajo del límite de fluencia. La máxima distorsión de entrepiso se concentró en la planta baja en ambos edificios, que tiene la mayor altura. En EM2 fue igual a 5.29 por ciento, mientras que para EM2-I fue de 0.96 por ciento, lo cual corresponde a una reducción de 82 por ciento.

Referente a las aceleraciones absolutas de piso, en el nivel N5 del edificio EM2, se midió 1.18 g, contra 0.22 g medido en el mismo nivel del EM2-I. Esto representa una reducción de 81 por ciento. El parámetro de referencia para definir el intervalo de comportamiento fue el coeficiente sísmico de fluencia, con valor igual a 0.28. En el edificio EM2, el coeficiente máximo fue igual a 0.55, y de 0.15 para el EM2-I, valor por debajo del de fluencia, por lo tanto, se corroboró que el edificio aislado se comportó elásticamente, caso contrario al EM2, que experimentó comportamiento inelástico, lo cual se traduce en daño estructural.

Respecto a la mejora de la respuesta dinámica de un edificio aislado, es importante hacer notar que una de las variables fundamentales para lograr un buen comportamiento del sistema aislado y el control de aceleraciones de piso, es el cociente de frecuencias, ε , y representa el contraste de rigidez lateral entre el sistema de aislamiento y la superestructura. Esto puede lograrse rigidizando la superestructura, permitiendo acortar su periodo fundamental. Por esta razón es recomendable que en el proceso de predimensionamiento se preste atención a este parámetro y se dote a la superestructura de rigidez adecuada que permita obtener valores de ε que tiendan a estar entre valores de 0.01 y 0.1.

De acuerdo con los resultados obtenidos en la etapa de predimensionamiento del sistema de aislamiento, la linealización del comportamiento de los aisladores de fricción es aceptable, y brinda una buena aproximación de la respuesta con la cual es posible evaluar la eficiencia o limitantes de su aplicación, además, se obtienen dimensiones de los dispositivos cercanas a las finales, útil para la estimación de costos. Posteriormente estos valores deben ajustarse mediante análisis más detallados, y finalmente con el fabricante. Es importante este análisis ya que sensibiliza al encargado de diseño y propietarios y/o inversionistas.

Para determinar si la aplicación de un sistema de aislamiento es la mejor forma de incrementar el desempeño estructural, deben considerarse las características del suelo, tales como, periodo dominante, cercanía a las fuentes sísmicas, y además, las características de la demanda sísmica, estructuración y propiedades dinámicas de la superestructura. A partir de los espectros de respuesta o de diseño, es posible obtener una idea razonable de la demanda de aceleraciones a las que podría estar sujeta la estructura aislada, considerando que el principal efecto es el incremento del periodo fundamental e incremento de amortiguamiento.

Se corroboró que el procedimiento definido en ETABS como Análisis No Lineal Rápido (FNA, por sus siglas en inglés), que sólo se considera la no linealidad de los elementos tipo *LINK*, correspondientes a los aisladores, muestra resultados aceptables respecto a los valores experimentales.

Los resultados encontrados en esta investigación permitieron demostrar las ventajas del empleo de los aisladores de doble péndulo de fricción para estructuras desplantadas en terrenos firmes y de periodos cortos, empleados como alternativa de diseño sismorresistente para mejorar de manera significativa el desempeño estructural de edificaciones ante las acciones sísmicas.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

- A. Iqbal. (2006), "Soft first story with seismic isolation system", NZSEE conference.
- Administración Pública de la Ciudad de México, (2017), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México", Gaceta Oficial de la Ciudad de México, pp. 44-83.
- ARUP (2013), "Resilience-based earthquake design initiative for the next generation of buildings", REDi Rating System.
- ASCE/SEI 7-16 (2018), "Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures", American Society of Civil Engineers, Structural Engineering Institute.
- Becker, T., Yamamoto, S., Hamaguchi, H., Higashin, M. y Nakashima, M. (2015), "Application of isolation to high-rise buildings: a japanese design case study through a U.S. design code lens", *Earthquake Spectra*, Volume 31, No. 3, pp. 1451-1470, August, 2015
- Benzoni, G., Lomiento, G. y Bonessio, N. (2011), "Testing protocols for seismic isolation systems", ANIDIS, BARI2011.
- Blandón, J. y Rodríguez, M. (2007), "Estudio analítico-experimental y propuesta de diseño sísmico de sistemas de pisos rígidos en edificios", Series de Investigación y Desarrollo, Instituto de Ingeniería, UNAM, pp. 77-126.
- Buckle, I. G. (2000), "Dynamics of structures" (Third Edition). Upper Saddle River: Pearsons Prentice Hall.
- Carr, A. (1998), "Ruaumoko 2D", Computer Program Library, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zeland.
- Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, (2015), "Manual de diseño de obras civiles, Capítulo C.1.3: Diseño por Sismo".
- Computers and Structures, Inc. (1984-2016), "ETABS 2016, integrated building design software", Computers and Structures, Berkeley, California, USA.
- Constantinou, M., Mokha, A. y Reinhorn, A.M. (1990), "Teflon bearings in base isolation II: modeling", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol 116, Issue 2.
- Earthquake Protection Systems (1986), "The FPS earthquake resisting structural connections: product technical description", Earthquake Protection Systems, San Francisco, California.
- EN 15129 (2009), "European standard anti-seismic devices", Committee for Standardization (CEN).
- FEMA 451 (2006), "NEHRP recommended provisions: design examples", Building Seismic Safety Council (BSSC).
- FEMA 451B (2007), "NEHRP recommended provisions for new buildings and other structures: training and instructional materials", Building Seismic Safety Council (BSSC).
- Forni, M. y Martelli, A. (1988), "Seismic isolation of civil buildings in Europe", *Progress in Structural Engineering and Materials*, 3, pp. 286-294.
- González F., M. (1964), "Experiencias realizadas para llevar a la práctica el sistema de eliminar los esfuerzos peligrosos de los temblores", V Congreso Mexicano de la Industria de la Construcción, Tijuana, B. C.

Islam, S., Jumaat, M. J., y Zamin, M. (2011), "Seismic isolation in buildings to be a practical reality: behavior of structure and installation technique", *Journal of Engineering and Technology Research*, 3(4), pp. 99-117.

Izumi, M. (1988), "State of the art report: base isolation and passive seismic response control", Ninth world conference on earthquake engineering, Tokyo, Japón, pp. 385-396.

Kao, G. (1998), "Design and shake-table tests of four-storey miniature structure built with replaceable plastic hinges", Tesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zeland.

Kelly, J. M. (1990), "Base isolation: linear theory and design", *Earthquake Spectra*, Vol. 6, No 2, pp. 223-244.

Kravchuk, N., Colquhoun, R. y Porbaha, A. (2008), "Development of a friction pendulum bearing Base isolation system for earthquake engineering education", American Society for Engineering Education Pacific Southwest Annual Conference.

Ismail, J. R. (2010), "An innovative isolation device for aseismic design", *Engineering Structures*, pp. 1168-1183.

McVitty, W. J. y Constantinou, M. C. (2015), "Property modification factors for seismic isolators: design guidance for buildings", Technical Report MCEER-15-0005.

Naeim, F. y Kelly, J. M. (1999), "Design of seismic isolated structures: from theory to practice", John Wiley and Sons.

Norma Chilena, NCh2745 (2003), "Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica – requisitos", División de Normas del Instituto Nacional de Normalización (INN).

Skinner, R.I., Robinson, W.H. y McVerry, G.H. (1993), "An introduction to seismic isolation", John Wiley and Sons Ltd, Baffins Lane, Chichester, England.

Sosa, A., y Ruiz, S. E. (1992) "Análisis estructural y de costos de edificios con aisladores sísmicos" *Ingeniería Sísmica*, 44, pp. 14-28.

Ponzo, F.C., Di Cesare, A., Nigro, D., Simonetti, M. y Lecceses, G. (2014), "Shaking table tests of a base isolated structure with double concave friction pendulums", New Zealand Society for Earthquake Engineering, Conference.

Structural Engineers Association of Northern California (1986), "Tentative seismic isolation design requirements", Yellow Book, San Francisco, California.

Structural Engineers Association of California (1989), "General requirements for the design and construction of seismic isolated structures", Ad Hoc Base Isolation Subcommittee of the Seismology Committee, Apendix to Chapter 1 of the SEAOC Blue Book.

U.S. Geological Survey (1996), "USGS response to an urban earthquake: Northridge '94", Federal Emergency Management Agency (FEMA).

Warn, P. Gordon y Keri, L. R. (2012), "A review of seismic isolation for buildings: historical development and research needs", *Buildings* 2, pp. 300-325.

Zayas, V., Low, S. y Mahin, S. (1987), "The FPS earthquake resisting system, experimental report", Report No. UCB/EERC-87/01, Earthquake Engineering Research Center College of Engineering, University of California, Berkeley.

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

ANEXO

A continuación, se muestra la estimación de la respuesta mediante el método aproximado del modelo de 2GDL descrito en la sección 2.4.1. de este documento. A partir de estos resultados se determinó la geometría del aislador de elastómero requerido para el edificio EM2-I.

Tabla 1. Propiedades de la superestructura y el sistema de aislamiento

Descripción	Símbolo		
Masa de la superestructura	M_s	6.75	t-m/s ²
Masa del nivel de aislamiento	M_i	1.35	t-m/s ²
Masa total	M	8.10	t-m/s ²
Superestructura			
Periodo fundamental	T_1	0.49	s
Frecuencia natural	ω_s	12.96	rad/s
Amortiguamiento	ξ_s	1.8	%
Sistema de aislamiento			
Periodo fundamental	T_1	1.46	s
Frecuencia natural	ω_b	4.32	rad/s
Amortiguamiento	ξ_b	15	%

Tabla 2. Datos del modelo de 2GDL

Descripción	Símbolo		
Relación de masas (ec 2.9)	γ	0.83	
Relación de frecuencias (ω_b^2/ω_s^2)	ε	0.11	
Para el sistema aislado			
Primer modo			
Frecuencia natural (ec 2.10)	ω_b^*	4.11	rad/s
Periodo	T_b^*	1.53	s
Segundo modo			
Frecuencia natural (ec 2.11)	ω_s^*	33.17	rad/s
Periodo	T_s^*	0.19	s
Formas modales (ecs 2.14 y 2.15)	$\phi_{1,b}$	1.00	
	$\phi_{1,s}$	0.11	
	$\phi_{2,b}$	1.00	
	$\phi_{2,s}$	-1.18	
Factores de participación (ecs 2.16 y 2.17)	Γ_1	0.91	
	Γ_2	0.09	
Amortiguamiento (ecs 2.18 y 2.19)	ξ_b^*	12.9	%
	ξ_s^*	13.9	%

Tabla 3. Respuesta del modelo de 2GDL

Descripción	Símbolo		
Desplazamiento modal	$Sd(T_b^*, \xi_b^*)$	152	mm
	$Sd(T_s^*, \xi_s^*)$	10	mm
Pseudoaceleración espectral	$Sa(T_b^*, \xi_b^*)$	0.28	g
	$Sa(T_s^*, \xi_s^*)$	1.12	g
Desplazamientos máximos (ecs 2.22 y 2.23)	$v_{smáx}$	15	mm
	$v_{bmáx}$	138	mm
Coeficiente sísmico (ec 2.27)	c	0.28	g
Cortante basal (ec 2.28)	V_b	22.46	kN

Tabla 4. Geometría del elastómero

Descripción	Símbolo		
Periodo fundamental requerido	T_1	1.455	s
Masa total	M	8.10	t-m/s ²
Rigidez horizontal del aislador (ec 4.2)	K_H	37.78	kN/m
Máxima deformación por cortante	γ_c	150	%
Módulo de cortante	G	400.0	kPa
Desplazamiento de diseño (2GDL)	D_D	138	mm
Peralte requerido (ec 4.1)	t_{req}	92	mm
Peralte propuesto	t_r	100	mm
Área requerida (ec 4.3)	A_{req}	9,444	mm ²
Diámetro requerido (ec 4.4)	D_{req}	110.	mm
Diámetro propuesto	D	110	mm
Relación de esbeltez	t_r / D	0.91	
En función de la geometría propuesta			
Rigidez horizontal por aislador	K_H	38.01	kN/m
Periodo fundamental del sistema aislado	T_b	1.450	s
Deformación por cortante	γ_c	138	%