

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
ESCUELA DE POSGRADO



**LINEAMIENTOS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICACIONES
SÍSMICAMENTE AISLADAS EN EL PERU**

Tesis para optar el Grado de Magíster, que presenta el Ingeniero Civil

DIEGO VILLAGÓMEZ MOLERO

ASESOR: JUAN ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ

Lima, OCTUBRE del 2015

INDICE GENERAL

LISTA DE TABLAS	3
LISTA DE FIGURAS	4
RESUMEN	7
INTRODUCCIÓN	8
CAPITULO I.	10
1. EL SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO Y LOS AISLADORES	10
1.1. AISLAMIENTO SÍSMICO	10
1.2. DISPOSITIVOS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO (AISLADORES)	12
1.2.1. <i>Aisladores elastoméricos</i>	12
1.2.1.1. <i>Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento - LDRB</i>	12
1.2.1.2. <i>Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento – HDRB</i>	14
1.2.1.3. <i>Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo – LRB</i>	15
1.2.2. <i>Aisladores deslizantes</i>	16
1.2.2.1. <i>Aisladores deslizantes planos</i>	16
1.2.2.2. <i>Aisladores deslizantes con superficie cóncava</i>	17
1.3. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LOS DISPOSITIVOS UTILIZADOS EN EL PERÚ	18
1.3.1. <i>Parámetros de caracterización del modelo bilineal y lineal</i>	19
1.3.2. <i>Modelo bilineal y lineal en aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento</i>	20
1.3.3. <i>Modelo bilineal y lineal en aisladores elastoméricos con núcleo de plomo</i>	21
1.3.4. <i>Modelo bilineal y lineal en aisladores deslizantes planos</i>	22
CAPITULO II.	23
2. CÓDIGOS INTERNACIONALES DE DISEÑO DE SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO	23
2.1. SISMICIDAD	23
2.2. SELECCIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS PARA ESTRUCTURAS AISLADAS	29
2.2.1. <i>Método estático – fuerza lateral equivalente</i>	29
2.2.2. <i>Método dinámico – análisis modal espectral</i>	30
2.2.3. <i>Método dinámico – análisis Tiempo-Historia</i>	30
2.3. MÉTODO ESTÁTICO – FUERZA LATERAL EQUIVALENTE	30
2.4. MÉTODO DINÁMICO – ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL Y ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA	34
2.5. REVISIÓN POR PARES (PEER REVIEW)	36
2.6. CONTROL DE CALIDAD Y ENSAYOS DE LABORATORIO	37
CAPITULO III.	38
3. CONSTRUCCIÓN DE ESPECTROS Y SEÑALES SINTÉTICAS PARA SU USO EN EDIFICIOS AISLADOS EN EL PERÚ	39
3.1. ESPECTRO DE DISEÑO MODIFICADO PARA LA ZONA DE PERÍODOS LARGOS	39
3.2. SEÑALES SINTÉTICAS	48

CAPITULO IV.	52
4. LINEAMIENTOS GENERALES PARA UNA NORMA PERUANA DE AISLAMIENTO SÍSMICO	52
4.1. SISMICIDAD	52
4.2. SELECCIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS PARA ESTRUCTURAS AISLADAS	56
4.3. PROCEDIMIENTO DE LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE	57
4.4. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DINÁMICO	62
4.5. REVISIÓN POR PARES (PEER REVIEW)	65
4.6. CONTROL DE CALIDAD Y ENSAYOS DE LABORATORIO	65
CAPITULO V.	68
5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS AISLADOS EN EL PERÚ	68
5.1. PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS DE EDIFICIOS AISLADOS	68
5.1.1. <i>Procedimiento para el análisis mediante la fuerza lateral equivalente</i>	74
5.1.2. <i>Procedimiento para el análisis espectral</i>	75
5.1.3. <i>Procedimiento para el análisis Tiempo-Historia</i>	77
5.2. DESARROLLO DE UN EDIFICIO AISLADO	78
CAPITULO VI.	96
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	96
6.1. CONCLUSIONES	96
6.2. RECOMENDACIONES	98
BIBLIOGRAFÍA	99
ANEXO A: DISEÑO DE 70 AISLADORES HDRB PARA EL EDIFICIO DESARROLLADO EN EL CAPÍTULO 5	101
ANEXO B: DISEÑO DE 46 AISLADORES HDRB Y 24 DESLIZADORES PLANOS PARA EL EDIFICIO DESARROLLADO EN EL CAPÍTULO 5	102
ANEXO C: DISEÑO DE 46 AISLADORES HDRB DE DOS TIPOS Y 24 DESLIZADORES PLANOS DE DOS TIPOS PARA EL EDIFICIO DESARROLLADO EN EL CAPÍTULO 5	104

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Valores de la aceleración efectiva A_0 [7].....	27
Tabla 3.1 Registros recopilados de los terremotos de 1966, 1970 y 1974 [9].....	42
Tabla 4.1 Aceleraciones (cm/s ²) máximas obtenidas y relación de aceleraciones entre los periodos de retorno de 1000 y 2500 años y el periodo de retorno de 500 años.....	55
Tabla 4.2 Factores de reducción de respuesta, B_D y B_M	59
Tabla 5.1 Comparación de costos de dispositivos para los tres casos analizados.....	87
Tabla 5.2 Fuerza cortante en la base de superestructura.....	94
Tabla 5.3 Desplazamiento a nivel de la interfaz de aislamiento.....	94
Tabla 5.4 Máxima deriva de entrepiso.....	94
Tabla 5.5 Aceleraciones máximas en cada nivel de la estructura.....	95

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Estructura con aislamiento sísmico y con base fija.....	10
Figura 1.2 Disminución de la demanda sísmica y desplazamiento de la estructura.....	11
Figura 1.3 Imagen de un aislador elastomérico de bajo amortiguamiento [5].....	13
Figura 1.4 Diagrama fuerza – deformación de un aislador de bajo amortiguamiento [3].....	13
Figura 1.5 Imagen de un aislador elastomérico de alto amortiguamiento [Fuente: http://ebt-asia.com/].....	14
Figura 1.6 Diagrama fuerza – deformación de un aislador de alto amortiguamiento [3].....	14
Figura 1.7 Imagen de un aislador con núcleo de plomo [5].....	15
Figura 1.8 Diagrama fuerza – deformación de un aislador con núcleo de plomo [3].....	15
Figura 1.9 Imagen de un aislador deslizante plano [Fuente: www.sismica.cl].....	17
Figura 1.10 Diagrama fuerza – deformación de un aislador deslizante plano.....	17
Figura 1.11 Imagen de un aislador con superficie cóncava [5].....	18
Figura 1.12 Diagrama fuerza – deformación de un aislador con superficie cóncava....	18
Figura 1.13 Modelo bilineal.....	20
Figura 2.1(a) y 2.1(b) Parámetro S_s , en % de g: aceleraciones espectrales para movimientos en la roca originados por el sismo máximo considerado para períodos cortos ($T = 0.2$ s) para un amortiguamiento del 5% [1].....	24
Figura 2.2 Aceleración espectral, en fracciones de g, para movimientos en la roca según el mapa de riesgo sísmico BSE-2 para períodos de un segundo [6].....	26
Figura 2.3 Zonificación sísmica de Chile [7].....	28
Figura 2.4 Esquema de desplazamientos D_D , D_M y D_{TM} [2].....	33
Figura 3.1 Espectro de pseudo aceleraciones según la norma E.030 [15].....	40
Figura 3.2 Espectro de desplazamientos según la norma E.030 [15].....	40
Figura 3.3 Representación en el gráfico tripartito de Newmark y Hall del espectro de respuesta del sismo de El Centro para amortiguamientos de 0, 2, 5 y 10% [8].....	41

Figura 3.4 Espectros de pseudo aceleraciones de las normas ASCE7 [1] y NCh433 [7].....	42
Figura 3.5 Gráficos de los espectros de pseudo aceleraciones de la componente N82W del registro sísmico de 1966 (SeismoSignal) [10].....	43
Figura 3.6 Espectros de desplazamientos de los registros seleccionados y los promedios.....	44
Figura 3.7 Espectros de pseudo-aceleraciones de los registros seleccionados y los promedios.....	44
Figura 3.8 Espectros de desplazamiento de los promedios y la propuesta de tesis.....	45
Figura 3.9 Espectros de pseudo-aceleraciones de los promedios y de la propuesta de tesis.....	46
Figura 3.10 Espectro de pseudo aceleraciones de la propuesta de tesis corregido en la zona de aceleración del suelo ($T = 0$ s).....	47
Figura 3.11 Propuesta de tesis para el espectro de pseudo-aceleraciones.....	47
Figura 3.12 Propuesta de tesis para el espectro de desplazamientos.....	48
Figura 3.13 Gráfico del ingreso de datos del espectro base en el software SeismoArtif [13].....	49
Figura 3.14 Gráfico del ingreso de datos del registro sísmico de Kobe (Japón) de 1995 en el software SeismoArtif [13].....	49
Figura 3.15 Gráficos de pseudo-aceleraciones, velocidades y desplazamientos del registro sintético obtenido en el software SeismoArtif [13] a partir de la señal del sismo de Kobe.....	50
Figura 3.16 Gráfico de los espectros de pseudo-aceleración, velocidad y desplazamiento del registro sintético obtenido en el software SeismoArtif [13] a partir de la señal del sismo de Kobe	50
Figura 3.17 Gráfico de los espectros de pseudo-aceleración de las señales sintéticas.....	51
Figura 4.1 Zonas sísmicas del territorio peruano de acuerdo a la norma E.030 [15].....	52
Figura 4.2 Ubicación de las fuentes sismogénicas según el Instituto Geofísico del Perú.....	53
Figura 4.3 Aceleraciones (cm/s ²) para periodos de retorno de 500, 1000 y 2500 años.....	54

Figura 4.4 Espectros de pseudo aceleraciones (g) obtenidos de la componente horizontal N82W del registro del terremoto de 1966 mediante el software SeismoSignal [10].....	58
Figura 4.5 Gráfico del factor de reducción B_D o B_M para distintos amortiguamientos.....	58
Figura 4.6 Diagrama fuerza-deformación de un aislador.....	66
Figura 5.1 Forma modal del primer modo de una estructura aislada de dos grados de libertad [18].....	69
Figura 5.2 Efecto P-Delta en un aislador elastomérico y en un deslizador plano.....	75
Figura 5.3 Espectro de pseudo-aceleraciones reducido en la zona de períodos largos.....	76
Figura 5.4 Plantas de arquitectura del primer y segundo nivel.....	79
Figura 5.5 Esquema estructural del techo del 2do nivel.....	80
Figura 5.6 Modelo computacional de la estructura.....	81
Figura 5.7 Ubicación de los aisladores HDRB y de los deslizadores planos.....	84
Figura 5.8 Ubicación de los aisladores H4D650, H4D600, SL850 y SL770.....	87
Figura 5.9 Definición de los parámetros del modelo lineal del aislador H4D650 en el modelo computacional.....	89
Figura 5.10 Espectro de pseudo-aceleraciones.....	90
Figura 5.11 Definición de los parámetros del modelo no lineal del aislador H4D600.....	91
Figura 5.12 Función tipo rampa para cargas estáticas.....	91
Figura 5.13 Espectros de pseudo-aceleración de los espectros SRSS y promedio.....	92

RESUMEN

Actualmente existen países que cuentan con códigos para el análisis y diseño de edificaciones aisladas, sin embargo el Perú, a pesar de ser un país con alta sismicidad, no cuenta con una norma propia al respecto. Es por esto que resulta imprescindible contar con un documento que regule los procedimientos de análisis y diseño de los sistemas de aislamiento.

El presente trabajo de tesis tiene como objetivo contribuir al desarrollo de una normativa que regule el diseño de edificios aislados en el Perú, por tal razón se elabora un documento que presentará lineamientos para el análisis y diseño de edificaciones aisladas.

Esta tesis presenta una descripción de las características físicas y mecánicas de los dispositivos de aislamiento usados en nuestro medio.

Se realiza un resumen de tres códigos internacionales: ASCE7 [1], FEMA 356 [2] y NCh2745 [3], los cuales contienen reglas para el análisis y diseño de edificaciones aisladas.

Adicionalmente, se recomienda la construcción de espectros de diseño apropiados para la zona de “períodos largos”, la cual corresponde a los edificios aislados, utilizando técnicas y procedimientos estadísticos aceptados. También se elaboran señales sísmicas sintéticas compatibles al espectro de diseño desarrollado.

En base a lo que se indica en normas existentes y empleando como marco de referencia a la norma peruana E.030, se proponen lineamientos y procedimientos de análisis y diseño para estructuras aisladas. Mediante un ejemplo práctico, se desarrolla el análisis sísmico de una edificación real con aislamiento sísmico.

INTRODUCCIÓN

Hasta hace unos años en el Perú no se pensaba en el uso de sistemas de protección sísmica por aislamiento debido a su escaso estudio y al alto costo de los dispositivos. Luego del terremoto de Chile en el 2010, la comunidad ingenieril peruana empezó a mostrar interés en este sistema por lo que comenzó a estudiarlo e incorporarlo en los proyectos de ingeniería.

La tecnología de protección sísmica ya tiene varios años de estudio y práctica en distintos países del mundo, en los cuales las normas ya cuentan con procedimientos para el análisis y diseño del sistema y los dispositivos. Entre los códigos más difundidos están los códigos americanos ASCE7-2010 [1] y FEMA356-2000 [2], y en Sudamérica el código chileno NCh2745-2013 [3].

Dado que en el Perú no existen procedimiento ni normativas que regulen el uso de sistemas de aislamiento en edificaciones, se recurre a normas internacionales. Por esta razón es imprescindible contar con una norma propia que reúna los conocimientos sobre los sistemas de aislamiento en el mundo con las características de los terremotos y práctica ingenieril peruana.

La presente tesis tiene como objetivo elaborar lineamientos para el análisis y diseño de edificios aislados, los cuales contribuirán al desarrollo de una normativa peruana al respecto.

Organización del documento

En el primer capítulo se hace una revisión de los dispositivos de aislamiento usados actualmente. El presente trabajo se enfoca en el estudio de aisladores elastoméricos y deslizadores friccionantes.

En el capítulo 2 se revisan los códigos internacionales: ASCE7 [1], FEMA 356 [2] y NCh2745 [3], los cuales regulan los procedimientos de análisis y diseño de edificios aislados.

En el tercer capítulo se desarrollan espectros y señales sintéticas representativas de la sismicidad peruana que permitirán un correcto análisis de estructuras aisladas.

En el capítulo 4, se establecen lineamientos que permitan generar una norma para el análisis y diseño de edificaciones aisladas en el Perú.

Por último, en el quinto capítulo se proponen procedimientos para el análisis estático y dinámico de estructuras aisladas, y se desarrolla un ejemplo práctico.

CAPITULO I.

1. El Sistema de Aislamiento Sísmico y los Aisladores

En países con infraestructura y tecnología avanzada, la utilización de sistemas de protección sísmica en edificaciones se ha vuelto una solución casi estándar. En el Perú se está empezando a proteger los edificios con estos sistemas y uno de los más requeridos, por su efectividad en lo que se refiere a reducción de demanda sísmica, es el aislamiento sísmico.

1.1. Aislamiento sísmico

Este sistema de protección sísmica consiste en aislar a la estructura de una edificación del movimiento del suelo que ocurre durante un sismo. Este aislamiento se logra mediante el uso de unos dispositivos ubicados en la base de la estructura, denominados aisladores, los cuales en su conjunto conforman el sistema de aislamiento sísmico de la estructura.

El sistema de aislamiento sísmico provee a la estructura flexibilidad lateral y logra absorber buena parte de la energía que se produce durante un sismo, consiguiendo reducciones importantes en las aceleraciones y deformaciones de entrepiso de la estructura. La Fig. 1.1 muestra de manera esquemática la diferencia del movimiento lateral a la que estaría sometida una estructura con aislamiento sísmico y con base fija.

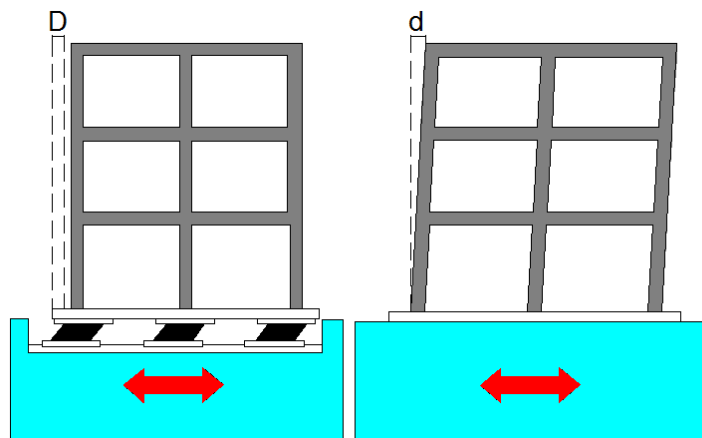


Figura 1.1 Estructura con aislamiento sísmico y con base fija.

Visto de otra manera, esta flexibilidad lateral logra aumentar el período de vibración de la estructura, trasladándola para el caso de espectros de sismos peruanos, de la zona de alta demanda sísmica correspondiente a estructuras rígidas, a zonas de menor demanda, las cuales corresponden a estructuras flexibles. Adicionalmente, el sistema de aislamiento sísmico dota de un aumento de amortiguamiento a la estructura, logrando la reducción del desplazamiento del sistema mismo. En la Fig. 1.2 se observa esta disminución de las fuerzas sísmicas y del desplazamiento mediante los espectros de pseudo-aceleraciones y de desplazamientos respectivamente.

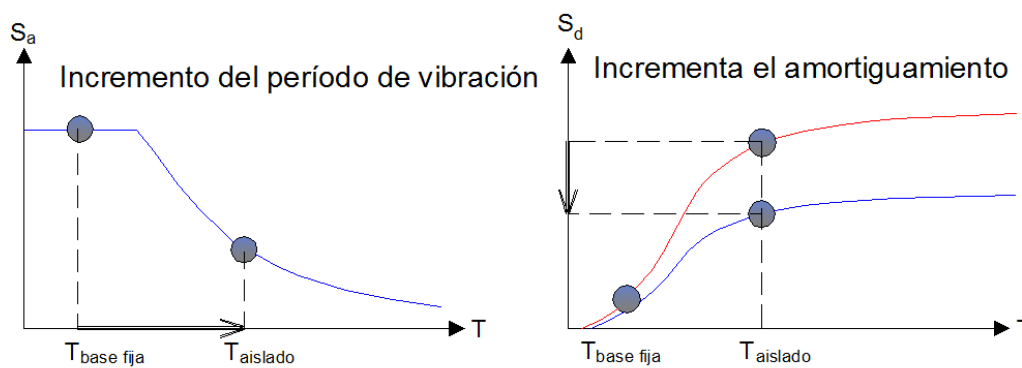


Figura 1.2 Disminución de la demanda sísmica y desplazamiento de la estructura.

El sistema de aislamiento se ubica directamente sobre la cimentación y en caso el edificio tenga sótanos, se sitúa en el nivel de la superficie del terreno. A esta ubicación se le denomina nivel de aislamiento o interfaz de aislamiento. La configuración estructural de este nivel suele estar compuesta por cabezales o dados de concreto sobre y debajo de los aisladores, y luego éstos conectados entre sí mediante una parrilla de vigas más una losa que actúa como diafragma rígido que permita un desplazamiento uniforme de todo el sistema.

Comúnmente a la estructura aislada, la cual se ubica sobre el nivel de aislamiento, se le denomina superestructura y a la estructura que se ubica por debajo se le llama subestructura.

1.2. Dispositivos del sistema de aislamiento sísmico (aisladores)

Los aisladores sísmicos más utilizados e investigados a nivel mundial son los aisladores elastoméricos y los deslizantes. A continuación se hace una breve descripción de las características físicas de los tipos de aisladores que conforman estos dos grupos.

1.2.1. Aisladores elastoméricos

Los aisladores elastoméricos (elastomeric bearings) están compuestos por un conjunto de capas de goma (elastómero) alternadas con láminas de acero, unidas entre sí mediante un proceso de vulcanización. La rigidez lateral del dispositivo está controlada por las capas de goma mientras que la rigidez vertical está controlada por la alta rigidez de las láminas de acero que impide la expansión lateral de las capas de goma ante la carga vertical.

Para aumentar la capacidad de disipación de estos dispositivos puede agregárseles aditivos a la goma para aumentar sus propiedades de amortiguamiento o también se les puede añadir un núcleo de plomo en el centro para aprovechar sus propiedades de disipación.

Adicionalmente, existe una tercera opción para aumentar la disipación del sistema de aislamiento, la cual se basa en la incorporación de dispositivos de disipación de energía en la estructura aislada [4].

1.2.1.1. Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento - LDRB

Los aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (low-damping rubber bearings) son los más sencillos de modelar y representar en modelos matemáticos, y son de fabricación relativamente sencilla. Entre sus principales propiedades se tiene que éstos cuentan con un bajo amortiguamiento (2-5%) y con una deformación máxima por corte del 100%. Un sistema de aislamiento conformado con este tipo de dispositivos requiere ser combinados con elementos adicionales de disipación debido al poco amortiguamiento que otorgan a la estructura.

En las Figs. 1.3 y 1.4 se muestran la imagen de un aislador de bajo amortiguamiento y el diagrama fuerza – deformación que presenta, respectivamente. En este último se puede calcular la energía disipada (energía histerética) que origina la incursión inelástica de un aislador. Numerosos intervalos en este régimen producen los lazos histeréticos, en el que el área interior de la curva resulta ser la cantidad de energía disipada.

En la Fig. 1.4 se observa que la energía que se logra disipar es relativamente baja en relación a los diagramas de los otros tipos de dispositivos.



Figura 1.3 Imagen de un aislador elastomérico de bajo amortiguamiento [5].

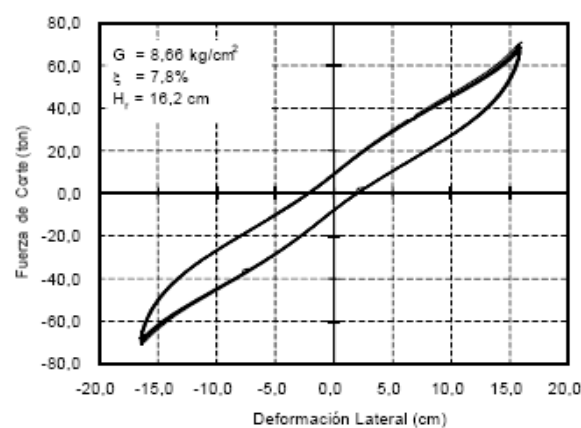


Figura 1.4 Diagrama fuerza – deformación de un aislador de bajo amortiguamiento [3].

1.2.1.2. Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento – HDRB

Las capas de goma de los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (high-damping rubber bearings) son fabricadas añadiéndoles resinas y aditivos especiales con el fin de aumentar su amortiguamiento (10 – 15%). A su vez, este tipo de aislador aumenta su capacidad de deformación por corte hasta 200% o 350%, pero presenta mayor sensibilidad a los cambios de temperatura y frecuencia.

Usualmente los aisladores HDRB presentan una mayor rigidez para los primeros ciclos de carga, que luego suele estabilizarse. Estos dispositivos combinan la flexibilidad lateral y la disipación de energía en un solo elemento. Al igual que el aislador LDRB, éstos son de fácil fabricación.

En las Figs. 1.5 y 1.6 se muestran la imagen de un aislador de alto amortiguamiento y el diagrama fuerza – deformación que presenta, respectivamente. Se observa en este último que la energía disipada es mayor con relación a la del aislador de bajo amortiguamiento.



Figura 1.5 Imagen de un aislador de alto amortiguamiento [Fuente: <http://ebt-asia.com/>].

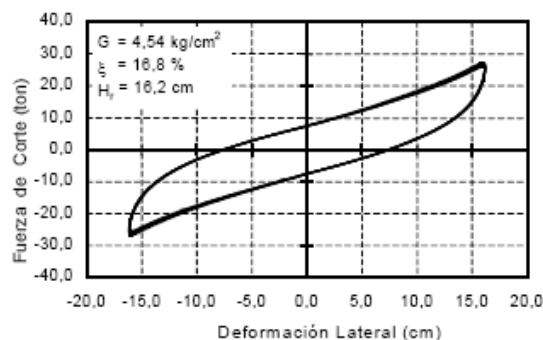


Figura 1.6 Diagrama fuerza – deformación de un aislador de alto amortiguamiento [3].

1.2.1.3. Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo – LRB

Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (lead-rubber bearings - low damping rubber with lead core) son similares a los aisladores LDRB pero cuentan con un núcleo de plomo en el centro que permite aumentar el amortiguamiento del sistema hasta un 25% o 30%. Este aumento sucede cuando la deformación lateral del aislador produce la fluencia del plomo, el cual, al entrar en el rango inelástico, disipa energía en forma de calor. Cuando el movimiento termina y el aislador cobra su posición original, el plomo se cristaliza y queda preparado nuevamente para el próximo sismo.

Cabe resaltar que estos dispositivos presentan una deformación máxima por corte de 125% o 200% y dada su composición son costosos.

En las Figs. 1.7 y 1.8 se muestran la imagen de un aislador con núcleo de plomo y el diagrama fuerza – deformación que presenta, respectivamente. Se observa en este último que el área que encierra la curva (energía disipada) es considerablemente mayor respecto a otros dispositivos.

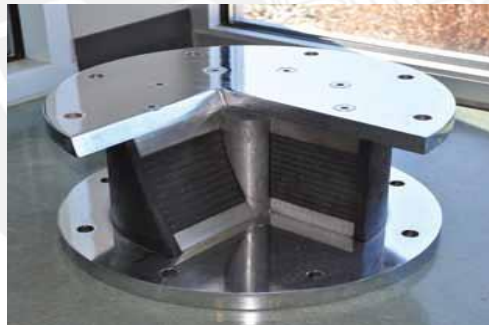


Figura 1.7 Imagen de un aislador con núcleo de plomo [5].

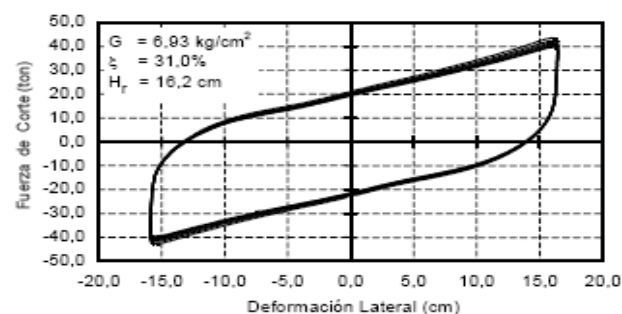


Figura 1.8 Diagrama fuerza - deformación de un aislador con núcleo de plomo [3].

1.2.2. Aisladores deslizantes

Los aisladores deslizantes (sliding bearings), también llamados deslizadores friccionales, utilizan una superficie de deslizamiento de acero inoxidable pulido sobre la que desliza una placa de acero revestida con un material compuesto de alta resistencia basado en politetrafluoroetileno, conocido también como teflón. Este último tiene un bajo coeficiente de fricción (5 a 7%) que depende de la temperatura de trabajo, la presión de contacto, la velocidad de movimiento, el estado de las superficies de contacto y el envejecimiento.

El sistema se activa cuando la fuerza lateral debida al sismo, aplicada sobre la interfaz de aislamiento, supera a la fuerza de fricción estática; lo cual permite además disipar energía por medio de las fuerzas de rozamiento que se generan.

Como desventaja, estos sistemas requieren de mayor mantenimiento y cuidado ya que cualquier modificación en las superficies deslizantes puede resultar en un coeficiente de fricción distinto al de diseño [5].

1.2.2.1. Aisladores deslizantes planos

Los aisladores deslizantes planos (flat sliding bearings) son los más simples. Éstos consisten en dos superficies, una adherida a la estructura y la otra a la cimentación, que poseen un bajo coeficiente de roce y que permiten movimientos horizontales y, a su vez, resistir cargas verticales provenientes de la estructura.

Estos aisladores son los más económicos y usualmente se usan en puentes y otras obras civiles similares. En edificaciones su uso es restringido dado que un sistema de aislamiento conformado solo por estos dispositivos carece de un sistema restitutivo que permita devolver a la estructura a su posición original luego de un sismo. La combinación de estos sistemas con aisladores del tipo HDRB o LRB permite, por lo general, un ahorro significativo en el costo del sistema de aislamiento

En las Figs. 1.9 y 1.10 se muestran la imagen de un aislador deslizante plano y el diagrama fuerza – deformación que presenta, respectivamente. Se observa en este

último que la energía que logra disipar es significativa y que el dispositivo permanece con fuerza constante luego de activado el sistema.



Figura 1.9 Imagen de un aislador deslizante plano [Fuente: www.sismica.cl].

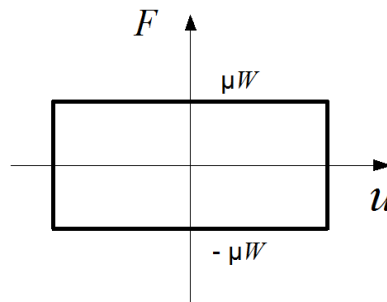


Figura 1.10 Diagrama fuerza – deformación de un aislador deslizante plano.

1.2.2.2. Aisladores deslizantes con superficie cóncava

Los aisladores deslizantes con superficie cóncava (spherical sliding bearings) tienen la peculiaridad que la placa inferior que los conforman posea una superficie cóncava, sobre la cual la placa superior desliza causando que la masa soportada se eleve con movimientos similares al de un péndulo invertido. Es por esta razón que también se les conoce como aisladores de péndulo de fricción (Friction Pendulum System - FPS).

Durante el movimiento sísmico, en el cual se produce la elevación de la placa superior, el aislador desarrolla una fuerza resistente lateral proveniente de la fuerza friccional que se produce y de la fuerza de gravedad de la carga soportada. Esta última corresponde a la fuerza restitutiva del sistema que, a diferencia de los apoyos deslizantes planos, cuentan con la característica y ventaja de tener un sistema autocentrante propio.

En la actualidad existen tres generaciones de aisladores FPS, los cuales se dividen en: simple péndulo de fricción (1ra generación), doble péndulo de fricción (2da generación) y triple péndulo de fricción (3ra generación). Estos tipos de aisladores cuentan con topes que limitan el desplazamiento lateral y a su vez encapsulan al dispositivo garantizando que su interior no quede expuesto al medio ambiente.

En las Figs. 1.11 y 1.12 se muestran la imagen de un aislador deslizante con superficie cóncava de 1ra generación y el diagrama fuerza – deformación que presenta, respectivamente. Se observa en este último un área importante de energía que logra disipar, mayor a la del deslizador plano.

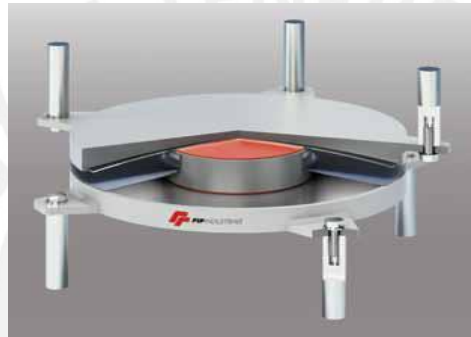


Figura 1.11 Imagen de un aislador con superficie cóncava [5].

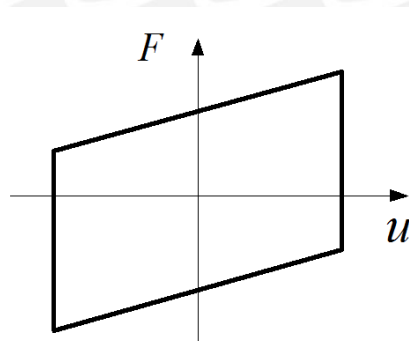


Figura 1.12 Diagrama fuerza – deformación de un aislador con superficie cóncava.

1.3. Comportamiento mecánico de los dispositivos utilizados en el Perú

Ante un sismo severo se busca que la superestructura permanezca elástica y que sea el sistema de aislamiento, específicamente los aisladores, los que ingresen al rango

inelástico y sean éstos los que soporten las deformaciones inelásticas y presenten un comportamiento histerético.

Es así que se necesita reflejar las características mecánicas de los aisladores dentro de un comportamiento no lineal. Uno de los modelos más aceptados para la representación de este comportamiento es el modelo bilineal. Este modelo funciona tanto para los aisladores elastoméricos como para los deslizantes.

Para el caso de análisis lineales, como el procedimiento de carga lateral equivalente o el análisis espectral, también se cuenta con modelos lineales representativos de las características de los aisladores.

En el presente trabajo de tesis se indicará el procedimiento para la construcción del modelo bilineal y lineal para los aisladores que, en la actualidad, son los más utilizados en las edificaciones del Perú.

1.3.1. Parámetros de caracterización del modelo bilineal y lineal

El modelo bilineal, el cual se asemeja a las curvas de histéresis, tiene como parámetros principales a la rigidez inicial K_1 , la cual se presenta en la etapa elástica; la rigidez post-fluencia K_2 ; y a la fuerza Q que ocurre cuando la deformación es cero; tal como se muestra en la Fig. 1.13.

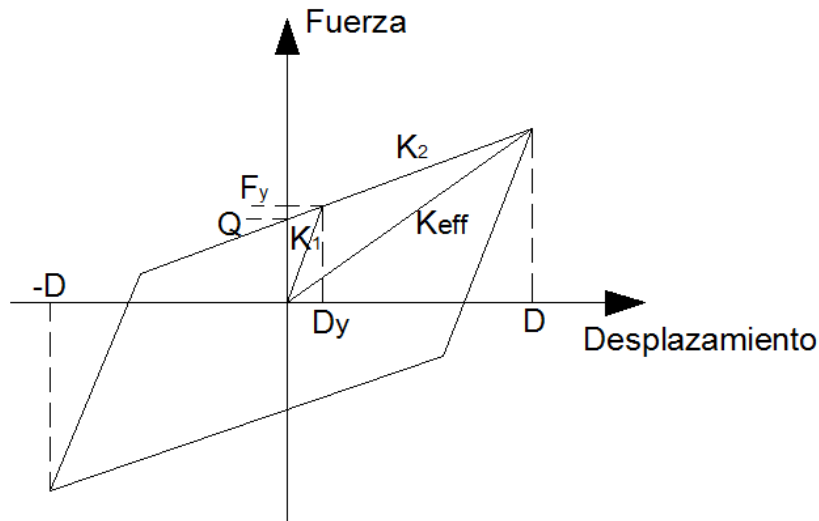


Figura 1.13 Modelo bilineal.

Otras características que se observan del modelo en la Fig. 1.13 son la rigidez efectiva, K_{eff} ; la deformación, D_y ; que corresponde a la deformación cuando el aislador pasa al rango inelástico; y a los desplazamientos máximos D y $-D$.

Del modelo bilineal se pueden obtener las siguientes ecuaciones:

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D} \quad (1.1)$$

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2} \quad (1.2)$$

$$F_y = Q + K_2 \cdot D_y \quad (1.3)$$

$$W_D = 4Q (D - D_y) \quad (1.4)$$

$$\beta_{eff} = \frac{W_D}{2\pi K_{eff} D^2} \quad (1.5)$$

donde F_y es la fuerza de fluencia y corresponde al desplazamiento D_y ; W_D es el área del ciclo de histéresis y corresponde a la energía disipada por ciclo; y β_{eff} es el amortiguamiento efectivo.

Los parámetros que determinan al modelo lineal son: la rigidez efectiva, K_{eff} , que representa la rigidez del aislador, y el amortiguamiento efectivo, β_{eff} .

1.3.2. Modelo bilineal y lineal en aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento

El cálculo de los tres parámetros principales del modelo bilineal se realiza a partir del módulo de corte de la goma, G , y del amortiguamiento efectivo, β_{eff} . El módulo de corte se determina mediante pruebas dinámicas, mientras que para el valor del amortiguamiento efectivo se puede estimar un rango de valores (usualmente del 10% al 20% del amortiguamiento crítico) obtenido a partir de ensayos de prototipos de aisladores [14].

La Ec. (1.6) determina la rigidez K_2 a partir del módulo de corte, G ; del área de la goma, A_r ; y del espesor de la goma, H_r .

$$K_2 = \frac{G \cdot A_r}{H_r} \quad (1.6)$$

Asumiendo un valor de D_y inicial, el cual puede ser 0,05 a 0,10 veces el valor de H_r , y a partir de las Ecs. (1.1), (1.4) y (1.5); puede obtenerse el parámetro Q .

Se sabe que el valor de K_1 puede estimarse en el rango de $6.5K_2 \leq K_1 \leq 10K_2$ [14], con lo que mediante la Ec. (1.2) puede verificarse el valor asumido inicialmente de D_y .

Para la construcción del modelo lineal se utiliza el amortiguamiento efectivo, β_{eff} , asumido inicialmente y la rigidez efectiva, K_{eff} , que puede calcularse mediante la Ec. (1.1).

1.3.3. Modelo bilineal y lineal en aisladores elastoméricos con núcleo de plomo

Para la construcción del modelo bilineal de este tipo de aislador se determina que la fuerza Q está controlada por la fuerza de corte del núcleo de plomo [14]. La Ec. (1.7) muestra el cálculo de Q a partir del producto del esfuerzo de fluencia del plomo, τ_y , y el área de plomo, A_p .

$$Q = A_p \cdot \tau_y \quad (1.7)$$

La Ec. (1.8) determina la rigidez K_2 a partir del área de la goma, A_r ; del módulo de corte de la goma, G ; del coeficiente f_L que suele ser 1,5; y del espesor de la goma, H_r .

$$K_2 = \frac{G \cdot A_r \cdot f_L}{H_r} \quad (1.8)$$

Al igual que en los aisladores de alto amortiguamiento, se sabe que el valor de K_1 puede estimarse en el rango de $6.5K_2 \leq K_1 \leq 10K_2$ [14]. El parámetro D_y puede calcularse entonces mediante la Ec. (1.2).

Para la construcción del modelo lineal, puede calcularse los valores de K_{eff} y β_{eff} mediante las Ecs. (1.1) y (1.5) respectivamente.

1.3.4. Modelo bilineal y lineal en aisladores deslizantes planos

Este tipo de aislador no posee un modelo bilineal ni lineal que lo represente dado que cuando se supera la fuerza de fricción, el dispositivo solo tiende a deslizarse sin otorgar rigidez alguna al sistema de aislamiento, tal como lo muestra la Fig. 1.10. Por tal razón, las rigideces K_1 y K_2 se consideran como nulas.

Para el cálculo de la fuerza Q se debe usar la Ec. (1.9) que relaciona a esta fuerza con la carga axial aplicada en el aislador, P , y al coeficiente de fricción, μ , el cual depende de la velocidad de deslizamiento y que suele estar en el rango de 0,04 y 0,12 [17].

$$Q = \mu \cdot P \quad (1.9)$$

CAPITULO II.

2. Códigos Internacionales de Diseño de Sistemas de Aislamiento Sísmico

Para poder recomendar lineamientos para el análisis y diseño de edificaciones aisladas, es necesario conocer y estudiar los códigos de otros países que regulan el diseño de las estructuras aisladas.

En este trabajo de tesis se revisarán las normas americanas ASCE7-2010 [1] y FEMA356-2000 [2], y el código chileno NCh2745-2013 [3]. Se escogió las normas americanas ya que son las más difundidas e investigadas en nuestro medio, tal es así que muchos códigos de distintos países de América las toman como base. La elección de la norma chilena se debe a su cercanía geográfica y por su sismicidad similar a la del Perú.

2.1. Sismicidad

Los parámetros de aceleración del terreno son establecidos para cada código según la sismicidad de la región que regulan. El ASCE7 [1] define sus parámetros sísmicos en base a los mapas de peligro sísmico para terremotos máximos considerados (MCEr), los cuales tienen un periodo de retorno de 2500 años. En estos mapas se pueden obtener los valores de S_s y S_1 , que son las aceleraciones espectrales, a nivel de la roca para estos sismos máximos considerados, para periodos cortos (0,2 s) y para periodos igual a 1 segundo respectivamente. Para ambos casos se considera un amortiguamiento del 5%.

En la Fig. 2.1(a) se aprecia el mapa con las curvas de valores correspondientes al parámetro S_s , mientras que en la Fig. 2.1(b) se observa una vista ampliada del mismo mapa mostrando la zona con más alta sismicidad del territorio estadounidense.

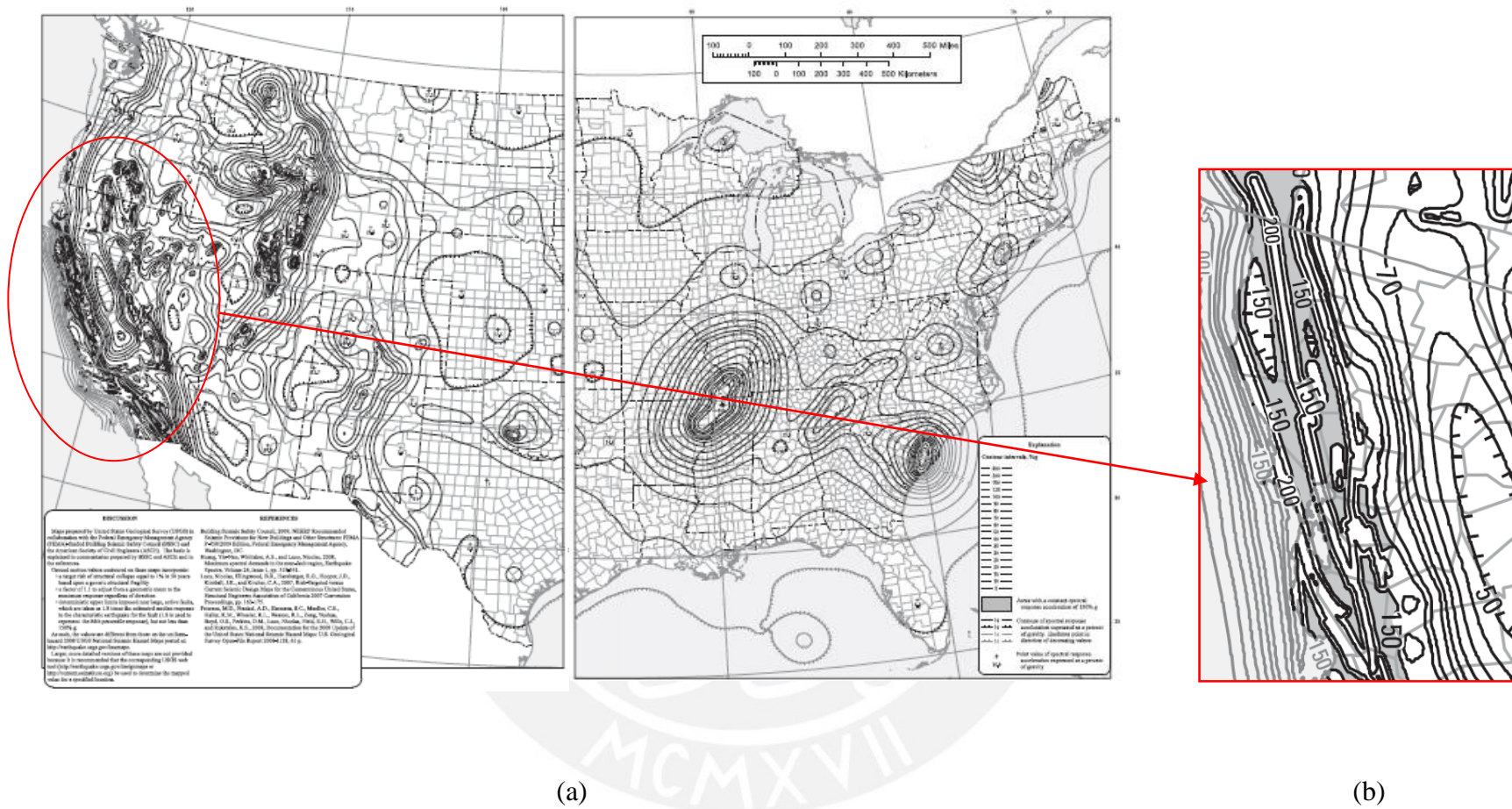


Figura 2.1(a) y 2.1(b) Parámetro S_s , en % de g: aceleraciones espectrales para movimientos en la roca originados por el sismo máximo considerado para períodos cortos ($T = 0.2$ s) para un amortiguamiento del 5% [1].

Con los parámetros S_S y S_1 establecidos se procede a calcular los coeficientes sísmicos que representan a la aceleración del terreno para el terremoto máximo considerado, S_{MS} y S_{M1} , los cuales quedan definidos con las Ecs. (2.1) y (2.2).

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \quad (2.1)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (2.2)$$

Los parámetros F_a y F_v corresponden a coeficientes que representan la amplificación de la señal sísmica según el tipo de suelo.

Asimismo, el ASCE7 [1] define los coeficientes sísmicos S_{DS} y S_{D1} que representan la aceleración del terreno para el sismo de diseño. Este sismo tiene un periodo de retorno de 500 años, a diferencia de los sismos máximos considerados que tienen un periodo de retorno de 2500 años. El cálculo de los parámetros S_{DS} y S_{D1} queda definido según las Ecs. (2.3) y (2.4).

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.4)$$

Para el FEMA 356 [2], el cálculo de los coeficientes sísmicos se basan en los mapas de Niveles de Riesgo Sísmico proporcionados por el USGS [6], los cuales se dividen en mapas de riesgo sísmico BSE-1 y BSE-2.

El mapa de riesgo sísmico BSE-1 indica los valores de aceleración en la roca para sismos con 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (sismo de diseño) y el mapa de riesgo sísmico BSE-2 para sismos con 2% de probabilidad de excedencia en 50 años (sismo máximo considerado). La Fig. 2.2 muestra el mapa correspondiente al riesgo sísmico BSE-2 para periodos de un segundo.

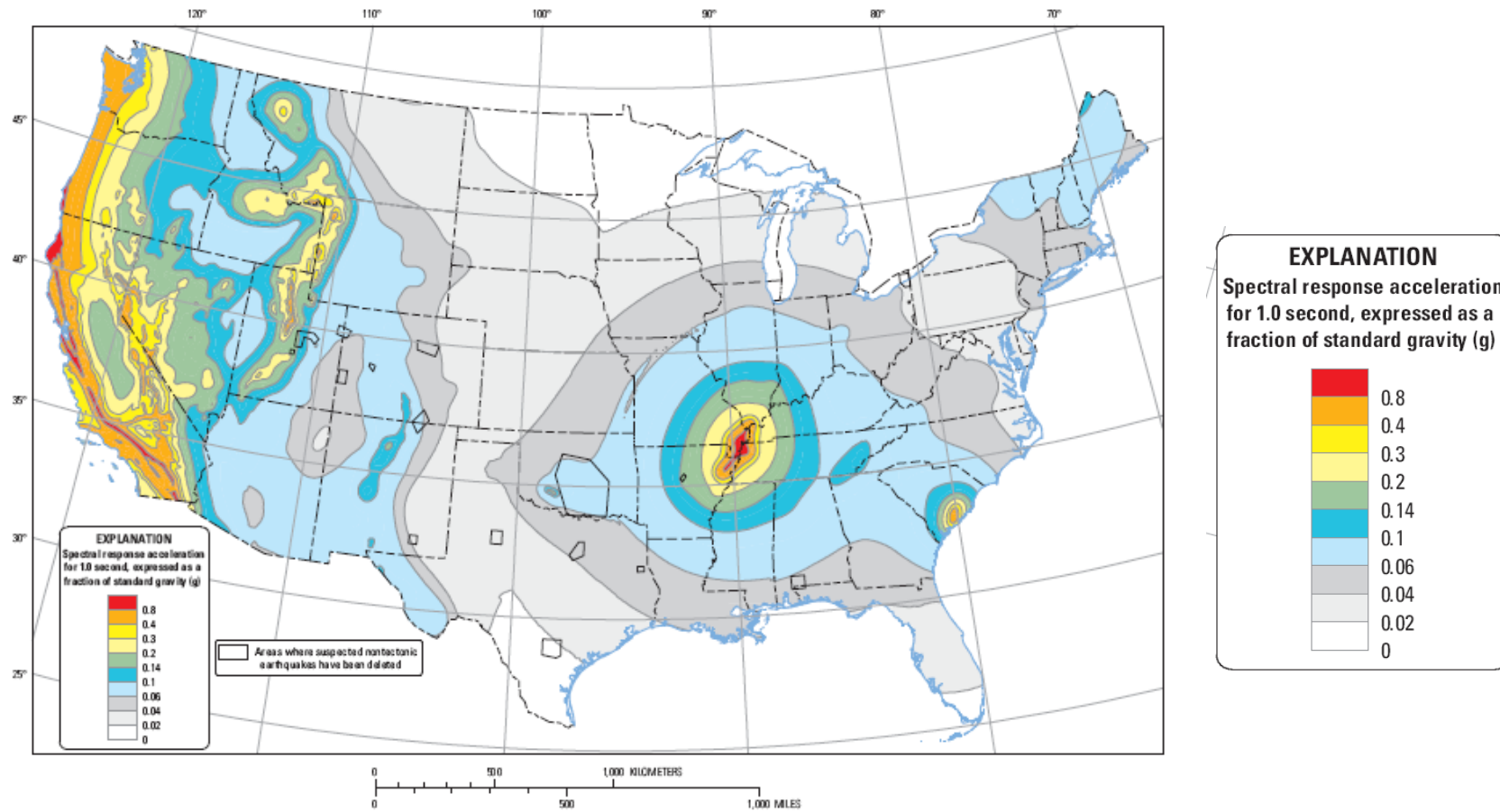


Figura 2.2 Aceleración espectral, en fracciones de g, para movimientos en la roca según el mapa de riesgo sísmico BSE-2 para períodos de un segundo [6].

De igual forma que la norma ASCE7 [1], se definen parámetros de aceleración de la roca S_S y S_1 , de los cuales se obtienen los coeficientes de aceleración S_{XS} y S_{X1} , de forma similar a las Ecs. (2.1) y (2.2).

La norma chilena NCh2745 [3] establece sus parámetros sísmicos en base a la norma de diseño sísmico NCh433 [7], la cual contiene un mapa de zonificación sísmica que establece una aceleración constante que se interpreta como la aceleración máxima que se produce en la roca.

En la Tabla 2.1 se aprecian los valores de aceleración para las tres zonas sísmicas que establecen la sismicidad del territorio chileno y en la Fig. 2.3 se muestra el mapa con la ubicación de estas zonas sísmicas.

Tabla 2.1 Valores de la aceleración efectiva A_0 [7].

Zona sísmica	A_0
1	0,20 g
2	0,30 g
3	0,40 g

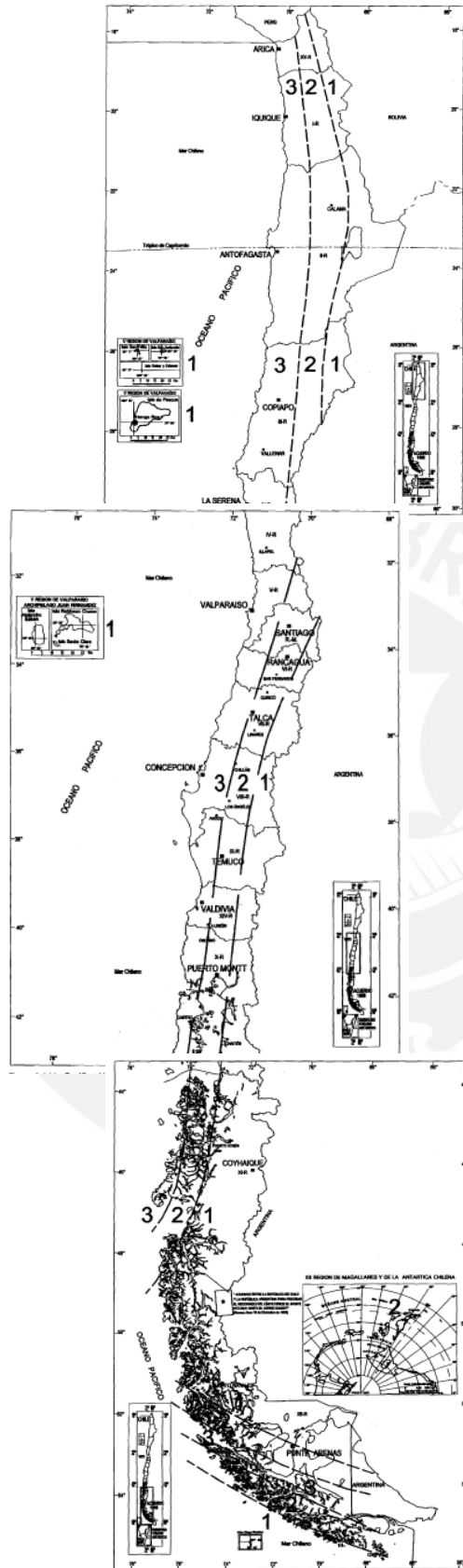


Figura 2.3 Zonificación sísmica de Chile [7].

Los valores de aceleración del terreno obtenidos se basan en sismos con 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, los cuales corresponden para esta norma al sismo de diseño. Para lograr alcanzar el sismo máximo considerado, sismo con 10% de probabilidad de excedencia en 100 años, se deben utilizar un factor de amplificación denominado M_M , que tiene como valor 1,20.

Para el caso del uso de espectros de diseño, éstos siempre deben regirse en base a lo planteado en las normas sismorresistente de cada lugar. Sin embargo, es importante señalar que para zonas de alta incertidumbre y peligro sísmico (con alta aceleración de la roca y suelos blandos) se debe utilizar estudios de riesgo sísmico del lugar y espectros de diseño específicos [7].

Según el ASCE7 [1], el estudio de riesgo sísmico y el uso de espectros específicos debe realizarse para estructuras que se ubiquen en suelos tipo F (suelos extremadamente blandos) y con aceleraciones S_1 que superen los 0,6 g. La norma NCh2745 [3] también establece límites para el uso de estos espectros como son: la ubicación de la estructura, la cual debe estar a menos de 10 Km de una falla activa; el tipo de suelo, el cual debe estar categorizado como IV (suelo blando); y el período máximo, el cual hace referencia al período de vibración que alcanza el sistema de aislamiento ante el sismo máximo considerado, el cual debe ser mayor a 3,5 s. Al respecto, el FEMA 356 [2] no hace ninguna indicación.

2.2. Selección del procedimiento de análisis para estructuras aisladas

Los códigos internacionales establecen como métodos de análisis al procedimiento de fuerza lateral equivalente (método estático) y a los métodos dinámicos de respuesta modal espectral y análisis Tiempo-Historia. A continuación se indica los límites que se tiene para el uso de cada método.

2.2.1. Método estático – fuerza lateral equivalente

Para el caso del uso del procedimiento de fuerza lateral equivalente, las tres normas establecen límites similares para las estructuras aisladas:

- Ubicadas en suelos tipo A, B, C o D (ASCE7 [1] y FEMA356 [2]), y en suelos tipo I o II (NCh2745 [3]).
- Aceleraciones $S_1 \leq 0,6$ g (ASCE7 [1] y FEMA356 [2]), y ubicadas a distancias mayores a 10 Km de fallas activas.
- Estructuras menores a 5 pisos o 20 m de altura.
- Período máximo $T_M \leq 3,0$ s.
- Período de diseño $T_D \leq 3$ veces el período de vibración de la estructura con base fija.
- Estructuras regulares.
- La rigidez efectiva del sistema de aislamiento en el desplazamiento de diseño sea mayor que 1/3 de la rigidez efectiva a un 20 % del desplazamiento de diseño.

2.2.2. Método dinámico – análisis modal espectral

De igual forma para el uso del procedimiento de respuesta modal espectral, las normas en estudio establecen límites para su uso en estructuras aisladas:

- Ubicadas en suelos tipo A, B, C o D (ASCE7 [1] y FEMA356 [2]), y en suelos tipo I, II y III (NCh2745 [3]).
- La rigidez efectiva del sistema de aislamiento en el desplazamiento de diseño sea mayor que 1/3 de la rigidez efectiva a un 20 % del desplazamiento de diseño.

2.2.3. Método dinámico – análisis Tiempo-Historia

El uso del procedimiento de análisis Tiempo-Historia es permitido para cualquier tipo de estructura aislada.

2.3. Método estático – fuerza lateral equivalente

Este método se basa en el cálculo de una fuerza basal mediante el desplazamiento de un sistema de un grado de libertad con una rigidez efectiva, la cual queda determinada por el sistema de aislamiento.

El desplazamiento de la estructura se define para el sismo de diseño y para el sismo máximo considerado (D_D y D_M respectivamente). Las normas americanas establecen ecuaciones similares para su cálculo, donde las Ecs. (2.5) y (2.6) corresponden a la norma ASCE7 [1] y las Ecs (2.7) y (2.8) a la norma FEMA356 [2]. La norma chilena NCh2745 [3] establece ecuaciones menos complejas asociadas a su sismicidad como los son las Ecs. (2.9) y (2.10).

$$D_D = \frac{g \cdot S_{D1} \cdot T_D}{4\pi^2 B_D} \quad (2.5)$$

$$D_M = \frac{g \cdot S_{M1} \cdot T_M}{4\pi^2 B_M} \quad (2.6)$$

$$D_D = \frac{g \cdot S_{X1} \cdot T_D}{4\pi^2 B_{D1}} \quad (2.7)$$

$$D_M = \frac{g \cdot S_{X1} \cdot T_M}{4\pi^2 B_{M1}} \quad (2.8)$$

$$D_D = \frac{C_D}{B_D} \quad (2.9)$$

$$D_M = \frac{C_M}{B_M} \quad (2.10)$$

Como se aprecia en las ecuaciones anteriores, los desplazamientos se reducen por los coeficientes de reducción, B_D y B_M (o B_{D1} y B_{M1}), debido al aumento de amortiguamiento de la estructura originado por el aislamiento sísmico. Los códigos estudiados presentan estos factores en tablas donde se relacionan directamente con los valores de amortiguamiento crítico relacionados al sismo de diseño y al sismo máximo considerado (β_D y β_M).

En las Ecs. (2.9) y (2.10) aparecen los coeficientes C_D y C_M , los que dependen de la sismicidad de la zona, el tipo de suelo y del factor de amplificación M_M cuando se trata del sismo máximo considerado.

Además, los desplazamientos están definidos por los períodos de vibración T_D y T_M , los cuales se relacionan a los períodos de vibración del sistema de aislamiento para el sismo de diseño y el sismo máximo considerado respectivamente. Estos períodos quedan definidos por las Ecs. (2.11) y (2.12).

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Dmin} \cdot g}} \quad (2.11)$$

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Mmin} \cdot g}} \quad (2.12)$$

donde W es el peso de la estructura y las rigideces K_{Dmin} y K_{Mmin} son las secantes mínimas del sistema de aislamiento para el desplazamiento correspondiente al sismo de diseño y máximo considerado, según sea el caso, en la dirección horizontal considerada.

Para estructuras aisladas se debe considerar el desplazamiento total, el cual incluye el desplazamiento ocasionado por la torsión accidental, calculada considerando la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislamiento y la excentricidad más desfavorable de la masa:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (2.13)$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (2.14)$$

donde y es la distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el aislador considerado, e es la excentricidad de rigidez entre el centro de masa de la superestructura y el centro de rigidez del sistema aislamiento más la excentricidad accidental, b es la dimensión más corta en planta de la estructura, y d es la longitud más larga.

La Fig. 2.4 muestra un esquema representativo de la magnitud de los desplazamientos de diseño, máximo y máximo total.

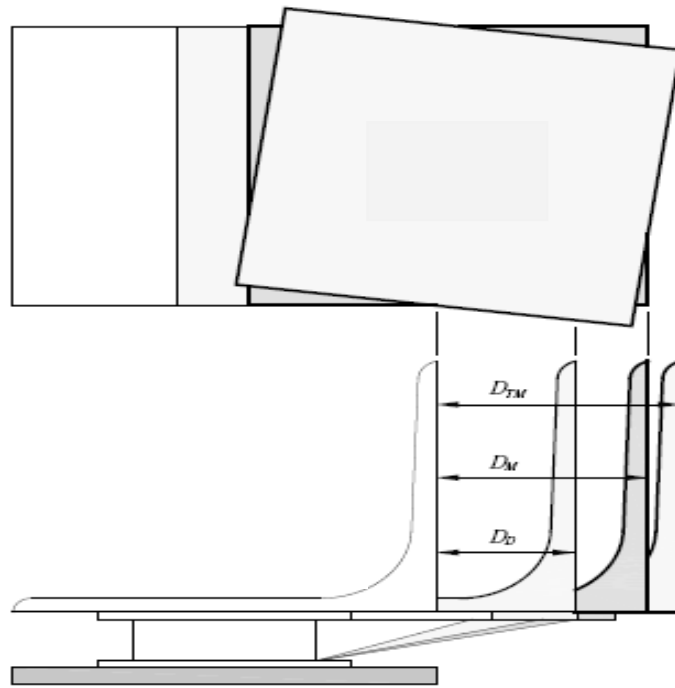


Figura 2.4 Esquema de desplazamientos D_D , D_M y D_{TM} [2].

La subestructura y el propio sistema de aislamiento deben ser diseñadas para resistir una fuerza lateral mínima V_b . Esta fuerza queda definida según la Ec. (2.15) para las normas ASCE7 [1] y FEMA356 [2], y según la Ec. (2.16) para la norma NCh2745 [3].

$$V_b = K_{D_{\max}} \cdot D_D \quad (2.15)$$

$$V_b = \frac{K_{D_{\max}} \cdot D_D}{R_b} \quad (2.16)$$

donde $K_{D_{\max}}$ es la secante máxima del sistema de aislamiento para el desplazamiento correspondiente al sismo de diseño en la dirección horizontal considerada y R_b es el factor de reducción de respuesta establecido por la norma NCh2745 [3], el cual debe ser igual a 1 para el caso del sistema de aislamiento y no mayor a 1,5 para la subestructura.

La superestructura debe ser diseñada para resistir una fuerza lateral mínima V_s . Esta fuerza queda definida según las Ecs. (2.17), (2.18) y (2.19) para las normas ASCE7 [1], FEMA356 [2] y NCh2745 [3] respectivamente.

$$V_s = \frac{K_{Dmax} \cdot D_D}{R_I} \quad (2.17)$$

$$V_s = K_{Dmax} \cdot D_D \quad (2.18)$$

$$V_s = \frac{K_{Dmax} \cdot D_D}{R_s} \quad (2.19)$$

donde R_I es el factor de reducción de respuesta establecido por la norma ASCE7 [1], el cual debe ser $3/8$ del valor de R , dado en el capítulo 12 de la misma norma, con un valor de límite superior que no exceda 2 y un valor inferior no menor a 1. De igual forma, el factor de reducción R_s está establecido en la Tabla 4 de la norma NCh2745 [3] y el cual oscila entre los valores de 1,4 y 2,0.

La distribución vertical de la fuerza V_s en la superestructura debe ser triangular invertida en concordancia con la distribución de masas de cada entrepiso y su ubicación según las normas americanas. Sin embargo, la norma chilena NCh2745 [3] indica una distribución vertical uniforme para la fuerza V_s . Esto último se basa en que los entrepisos de las estructuras aisladas presentan valores de aceleraciones bastante similares en altura.

El límite de la deriva de entrepiso para el código ASCE7 [1] es de 0,015 mientras que para la norma NCh2745 [3] es de 0,002. La diferencia significativa entre ambos límites se debe a que en el primer caso el cálculo de las derivas se hace con modelos considerando las secciones agrietadas mientras que en la norma chilena se utilizan secciones brutas. Al respecto, el FEMA 356 [2] no hace ninguna indicación sobre el tema.

Sobre el factor de importancia (U) para las estructuras aisladas, las normas ASCE7 [1] y NCh2745 [3] les otorga el valor de 1,0. Esto es debido a que la estructura ya no requiere una sobrerresistencia dado que el sistema de aislamiento ha reducido significativamente las aceleraciones y deformaciones de entrepiso. Al respecto, el FEMA 356 [2] no hace ninguna indicación.

2.4. Método dinámico – análisis modal espectral y análisis Tiempo-Historia

El análisis dinámico puede realizarse mediante dos métodos aceptados por las normas en estudio: el análisis modal espectral y el análisis Tiempo – Historia. Las

consideraciones para ambos métodos son similares para las normas americanas y chilena en estudio, a excepción de los límites para las deriva de entrepiso.

Para el caso del análisis espectral, se establece que el desplazamiento total de diseño y el desplazamiento total máximo deberán calcularse considerando el 100% de los efectos de la dirección de análisis más el 30% de la dirección perpendicular. El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento será la suma vectorial de los desplazamientos ortogonales. Este procedimiento se tendrá que realizar para cada una de las direcciones de análisis.

Adicionalmente, para el análisis espectral se deberá usar un valor de amortiguamiento modal, para el modo fundamental en la dirección de interés, que no sea mayor que el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento o el valor de 0.30.

Para el caso del análisis Tiempo - Historia se deberá usar como mínimo tres pares de registros sísmicos, de los cuales se considerará el máximo valor de la respuesta de análisis. En caso se utilice como mínimo siete pares de registros, se considerará el valor promedio de la respuesta. Todos los pares deberán estar debidamente escalados en el rango de periodos de $0,5 T_D$ y $1,25 T_M$.

Adicionalmente, cada par de componentes del movimiento de terreno deberán ser aplicadas simultáneamente al modelo de la estructura considerando la ubicación más desfavorable de la excentricidad de la masa. El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento deberá ser calculado mediante la suma vectorial de los desplazamientos ortogonales.

Para ambos métodos del análisis dinámico, los desplazamientos totales calculados para sismos de diseño y sismo máximo considerado no deberán ser menores al 90% y 80% de los desplazamientos D_{TD} y D_{TM} como están especificados en las Ecs. (2.13) y (2.14) respectivamente. Los valores de D_D y D_M pueden reemplazarse por los valores de D_D' y D_M' según las Ecs. (2.20) y (2.21), donde T es el período de vibración elástico de la estructura con base fija.

$$D_D' = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad (2.20)$$

$$D_M' = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}} \quad (2.21)$$

La fuerza de corte lateral del sistema de aislamiento y de los elementos estructurales de la subestructura, obtenida por procedimientos dinámicos, no deberá ser menor al 90% del valor de V_b .

Por otro lado, la fuerza de corte lateral de la superestructura no deberá ser menor al 80% de V_s cuando esta estructura sea regular y no menor al 100% de V_s cuando sea irregular. En caso se utilice el método dinámico del análisis Tiempo-Historia, la fuerza de corte lateral no deberá ser menor al 60% y 80% de V_s para estructuras regulares e irregulares respectivamente.

Existen diferencias marcadas entre las normas en estudio para el caso del límite de la deriva de entrepiso cuando se utiliza los métodos dinámicos. La norma ASCE7 [1] indica que para el análisis de respuesta modal espectral el límite es 0,015 mientras que para el análisis Tiempo – Historia el límite es de 0,020. La norma NCh2745 [3] establece que para el procedimiento por respuesta modal espectral el límite debe ser 0,0025 y para el análisis Tiempo - Historia es de 0,003. Al respecto, el FEMA 356 [2] no hace ninguna indicación al respecto.

2.5. Revisión por pares (peer review)

Los tres códigos en estudio establecen la obligatoriedad de la revisión de todo proyecto de estructuras con aislamiento sísmico y su protocolo de ensayos de dispositivos. Esta revisión debe estar a cargo de ingenieros independientes del proyecto original y deberán contar con la capacidad y experiencia suficiente para entender la teoría, los métodos de análisis y la aplicación del sistema de aislamiento.

2.6. Control de calidad y ensayos de laboratorio

Las normas en estudio establecen que debe realizarse un control de calidad de los dispositivos. En la norma NCh2745 [3] se especifica el control que debe seguirse, estableciendo pruebas de compresión y corte más compresión con límites variables según el tipo de aislador. Además, recomienda el control de los materiales mediante las indicaciones de las respectivas normas ASTM.

Sobre los ensayos en laboratorio, las normas en estudios dan indicaciones sobre el número de especímenes a ensayar (prototipos) y del protocolo de pruebas a los que éstos deben someterse (secuencias y ciclos). Las normas coinciden que deben utilizarse dos prototipos por cada tipo de aislador distinto.

Los ensayos se basan en el control de las características de la relación fuerza-deformación y de los valores de amortiguamiento que fueron utilizados en el análisis y diseño.

Para los prototipos ensayados, se debe calcular para cada uno de ellos los valores experimentales de rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo mediante las siguientes ecuaciones:

$$K_{\text{eff}} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} \quad (2.22)$$

$$\beta_{\text{eff}} = \left[\frac{E_{\text{ciclo}}}{K_{\text{eff}} (|\Delta^+|^2 + |\Delta^-|^2)} \right] \quad (2.23)$$

donde F^+ y F^- son las fuerzas correspondientes a los desplazamientos Δ^+ y Δ^- respectivamente y E_{ciclo} es la energía disipada por ciclo de carga.

Para el sistema de aislamiento se debe también calcular su rigidez efectiva mínima y máxima, tanto para el desplazamiento de diseño, D_D , como también para el desplazamiento máximo, D_M . Lo mismo se debe hacer para el amortiguamiento efectivo, el cual debe ser calculado para ambos desplazamientos. Las Ecs. (2.24) a (2.29) corresponden al cálculo de estos parámetros.

$$K_{Dm\acute{a}x} = \frac{\Sigma|F^+|_{m\acute{a}x} + \Sigma|F^-|_{m\acute{a}x}}{2D_D} \quad (2.24)$$

$$K_{Dm\grave{a}n} = \frac{\Sigma|F^+|_{m\grave{a}n} + \Sigma|F^-|_{m\grave{a}n}}{2D_D} \quad (2.25)$$

$$K_{Mm\acute{a}x} = \frac{\Sigma|F^+|_{m\acute{a}x} + \Sigma|F^-|_{m\acute{a}x}}{2D_M} \quad (2.26)$$

$$K_{Mm\grave{a}n} = \frac{\Sigma|F^+|_{m\grave{a}n} + \Sigma|F^-|_{m\grave{a}n}}{2D_M} \quad (2.27)$$

$$\beta_D = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\Sigma E_D}{K_{Dm\acute{a}x} D_D^2} \right] \quad (2.28)$$

$$\beta_M = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\Sigma E_M}{K_{Mm\acute{a}x} D_M^2} \right] \quad (2.29)$$

donde ΣE_D y ΣE_M corresponden a la energía total disipada en el sistema de aislamiento por ciclo de respuesta para el desplazamiento de diseño y el desplazamiento máximo respectivamente.



CAPITULO III.

3. Construcción de Espectros y Señales Sintéticas para su Uso en Edificios Aislados en el Perú

La norma peruana de diseño sismorresistente E.030 [15] no contempla un adecuado desarrollo en el espectro de pseudo aceleraciones en la zona correspondiente a períodos largos, zona donde se ubican los períodos fundamentales de los edificios aislados sísmicamente.

Es por esta razón que resulta necesario hacer un ajuste en el espectro de diseño de la norma E.030 [15], para lo cual se propone una modificación que permitirá introducir un punto de quiebre para la zona de desplazamientos.

Adicionalmente, debido a la poca cantidad de registros de sismos reales medidos en territorio peruano, principalmente por la escasa cantidad de estaciones sismográficas y a la poca ocurrencia de sismos severos de intensidad significativa, es necesario contar con señales artificiales que representen la sismicidad peruana. Es por esto que se proponen señales sintéticas compatibles al espectro de diseño modificado que se propone y que servirán para realizar el análisis Tiempo – Historia en edificios aislados.

3.1. Espectro de diseño modificado para la zona de períodos largos

El espectro de pseudo aceleraciones de la norma E.030 [15] actualmente contempla una zona de aceleraciones constante (plataforma) para períodos de vibración de estructuras rígidas (períodos cortos) que comprende desde 0 segundos hasta un valor T_p que depende del tipo de suelo (ver Fig. 3.1). Seguidamente se aprecia una zona de aceleraciones descendentes, la cual marca la zona de velocidades constantes.

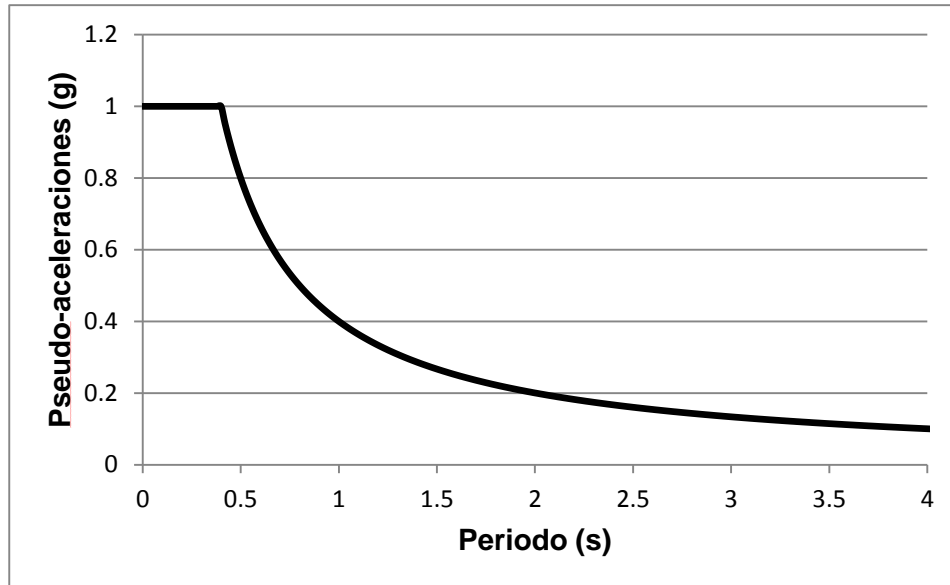


Figura 3.1 Espectro de pseudo aceleraciones según la norma E.030 [15].

La Fig. 3.2 muestra el espectro de desplazamientos obtenido a partir del espectro de pseudo aceleraciones mediante la ecuación $S_a = \omega^2 \cdot S_d$, que es utilizada para el cálculo de valores máximos (picos). Se observa en el gráfico que para la zona de períodos de vibración largos, el desplazamiento tiende al infinito, lo cual no es correcto ya que en esa zona el desplazamiento debería ser constante y tender a ser igual al desplazamiento del terreno.

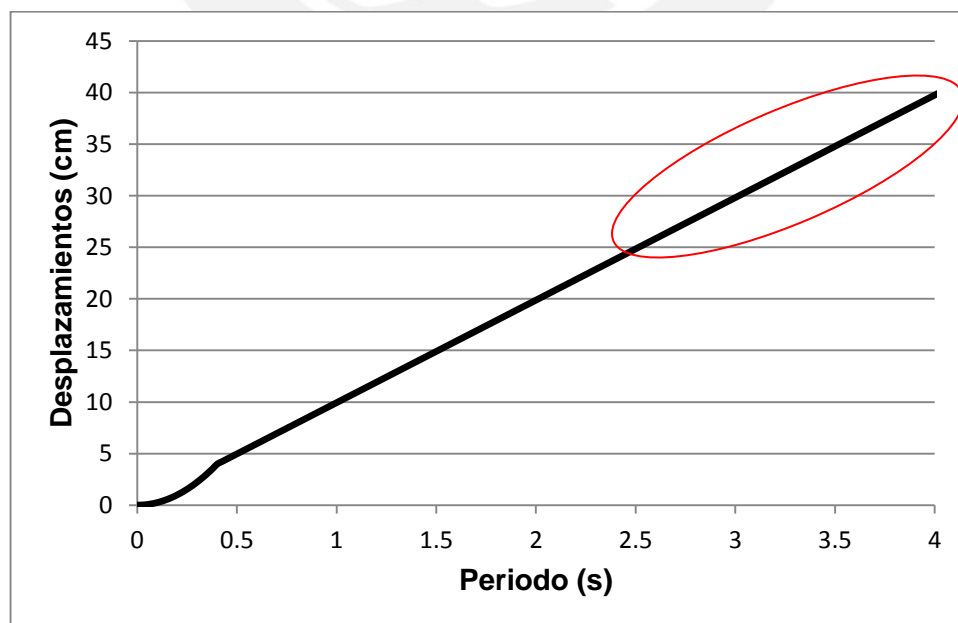


Figura 3.2 Espectro de desplazamientos según la norma E.030 [15].

Newmark y Hall en la década de los 60's estudiaron las formas espectrales de los sismos y encontraron una manera de describir el espectro por medio de líneas rectas dibujadas en gráfico tripartito [8]. En la Fig. 3.3 se observa la forma aproximadamente trapezoidal del espectro (mediante líneas segmentadas), donde en la zona de la izquierda, correspondiente a períodos de vibración “cortos”, se aprecia que la aceleración espectral es constante a partir de cierto valor; en la zona central, la velocidad espectral es también constante; y en la zona de la derecha, de períodos de vibración “largos”, el desplazamiento espectral tiende a ser constante.

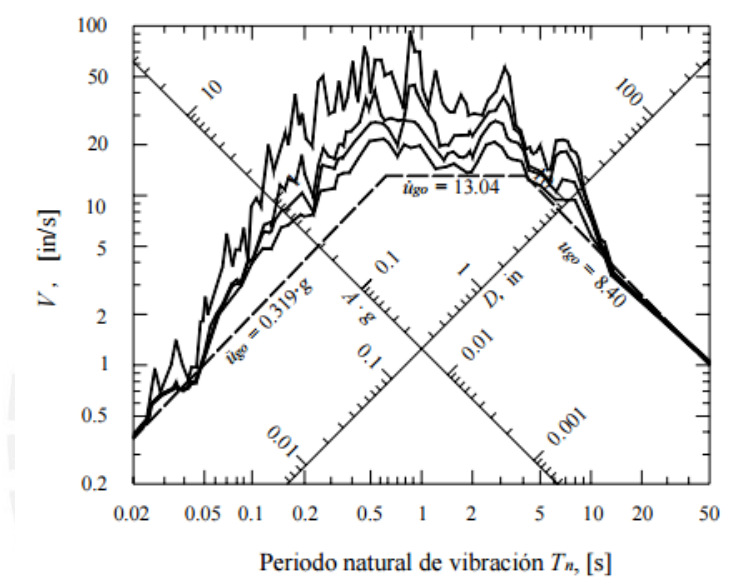


Figura 3.3 Representación en el gráfico tripartito de Newmark y Hall del espectro de respuesta del sismo de El Centro para amortiguamientos de 0, 2, 5 y 10% [8].

Esta representación de Newmark y Hall es bastante aceptada a nivel mundial por lo que la mayoría de códigos en el mundo adoptan este modelo para la construcción de sus espectros de diseño. Tanto la norma ASCE7 [1], en el ítem correspondiente a la generación de espectros de diseños en su capítulo 11, así como la norma chilena de diseño sísmico NCh433 [7], en el ítem correspondiente a análisis espectral en su capítulo 6, construyen sus respectivos espectros de diseño de pseudo aceleraciones a partir del gráfico tripartito de Newmark y Hall, generando para los períodos de vibración “largos” una curva correspondiente a una hipérbola de la forma $1/T^2$ que permite obtener desplazamientos constantes en esa zona. En la Fig. 3.4 se aprecia la forma del gráfico de los espectros de diseño de pseudo aceleraciones de las dos normas antes mencionadas.

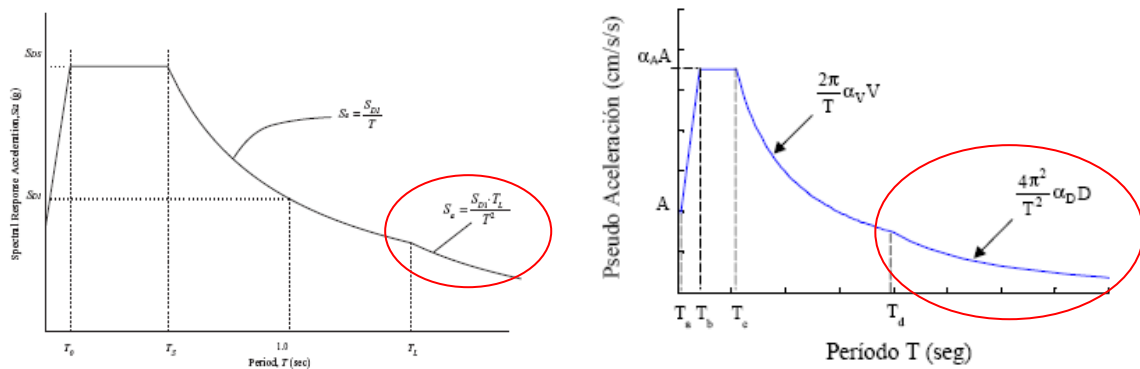


Figura 3.4 Espectros de diseño de pseudo aceleraciones de las normas ASCE7 [1] y NCh433 [7].

Para modificar el espectro de diseño de la norma E.030 [15] se construirá dos espectros promedios (uno simple y otro con una desviación estándar) partir de registros reales de terremotos peruanos. De estos espectros promedio, se evaluará su tendencia natural en la zona de períodos de vibración “largos”. En la Tabla 3.1 se muestran las dos componentes horizontales de los registros sísmicos que fueron medidos en tres estaciones sismográficas.

Tabla 3.1 Registros recopilados de los terremotos de 1966, 1970 y 1974 [9].

Fecha	Estación Sismográfica	Denominación	PGA (cm/s ²)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	Magnitud local
17/10/66	Parque de la Reserva	N82W	-180,59	13,23	7,35	7,5
		NO8E	-269,34	-21,60	-16,60	
31/05/70	Parque de la Reserva	N82W	-104,82	4,71	1,55	7,7
		NO8E	-97,75	6,98	2,64	
03/10/74	Parque de la Reserva	N82W	-192,49	14,48	6,41	7,5
		NO8E	178,95	10,30	-5,34	

Dado que la estación acelerográfica del Parque de la Reserva se ubica en suelo tipo S1, parámetro de amplificación según el tipo de suelo especificado por la norma E.030 [15], el presente estudio se enfocó en la modificación del espectro de diseño para este tipo de suelo.

Se empleó el software SeismoSignal [10] para graficar los espectros de pseudo-aceleraciones y de desplazamientos para cada registro sísmico. La Fig. 3.5 muestra algunos gráficos del procedimiento que realiza este programa.

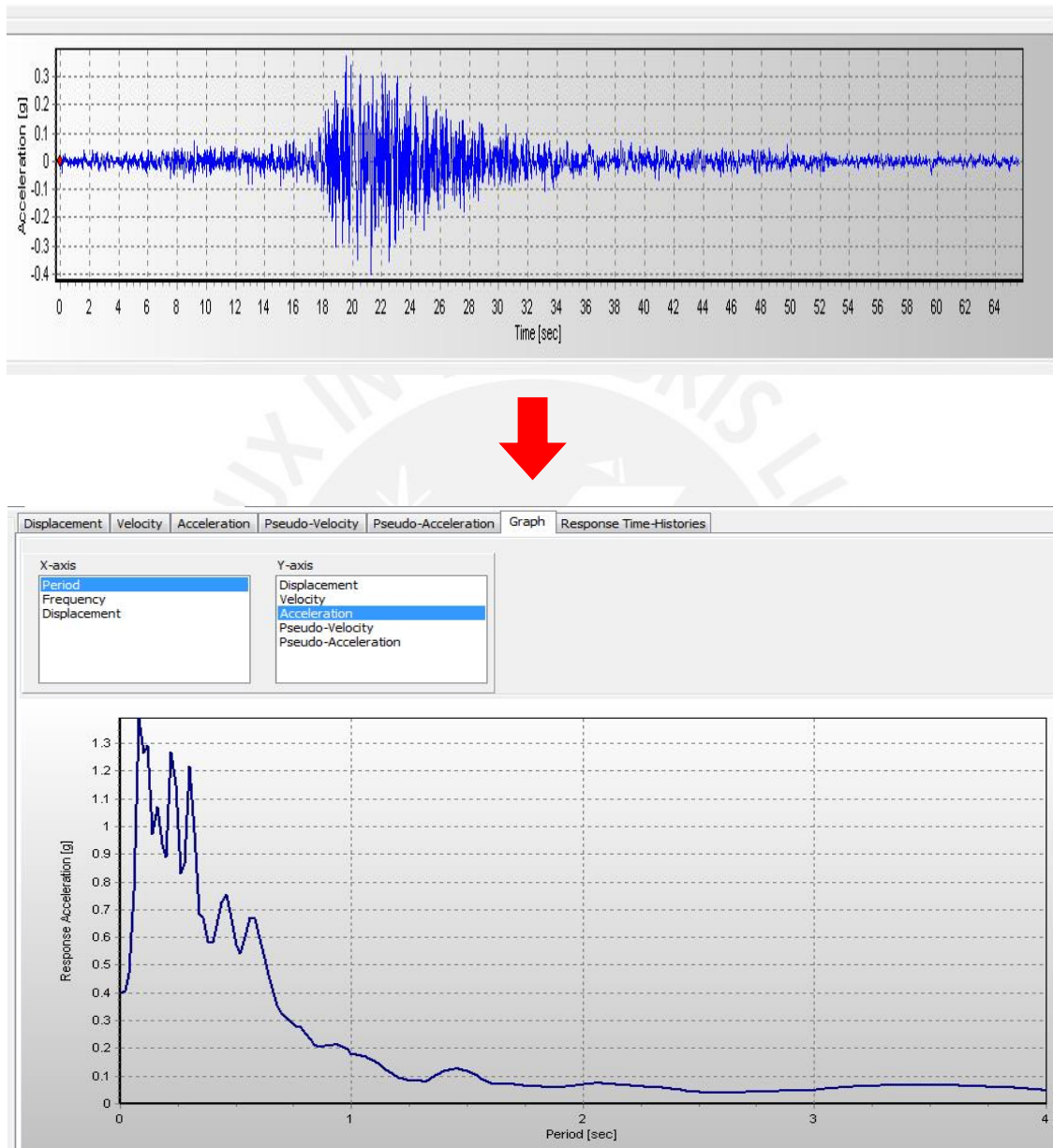


Figura 3.5 Gráficos de los espectros de pseudo aceleraciones de la componente N82W del registro sísmico de 1966 (SeismoSignal) [10].

A partir de los gráficos de los espectros de desplazamiento y pseudo-aceleración obtenidos para cada registro, se confeccionaron dos curvas correspondientes al promedio simple y otra al promedio más una desviación estándar.

Las Figs. 3.6 y 3.7 muestran los gráficos de los espectros de desplazamientos y pseudo-aceleraciones, respectivamente, de los seis registros utilizados, de la curva correspondiente al promedio simple representada por una línea azul continua y de la curva promedio con una desviación estándar representada por una línea azul segmentada.

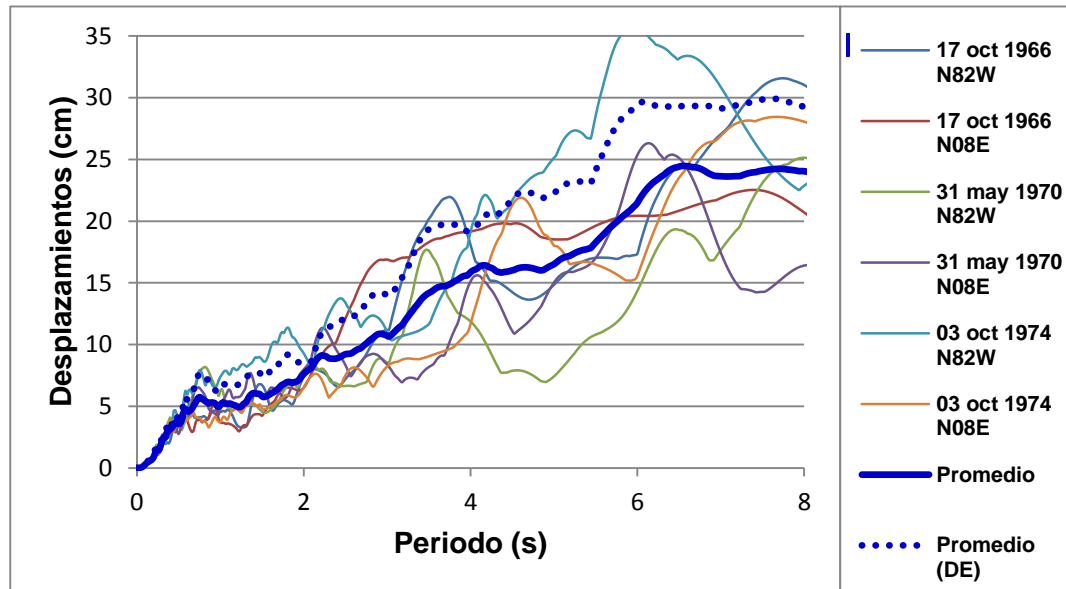


Figura 3.6 Espectros de desplazamientos de los registros seleccionados y los promedios.

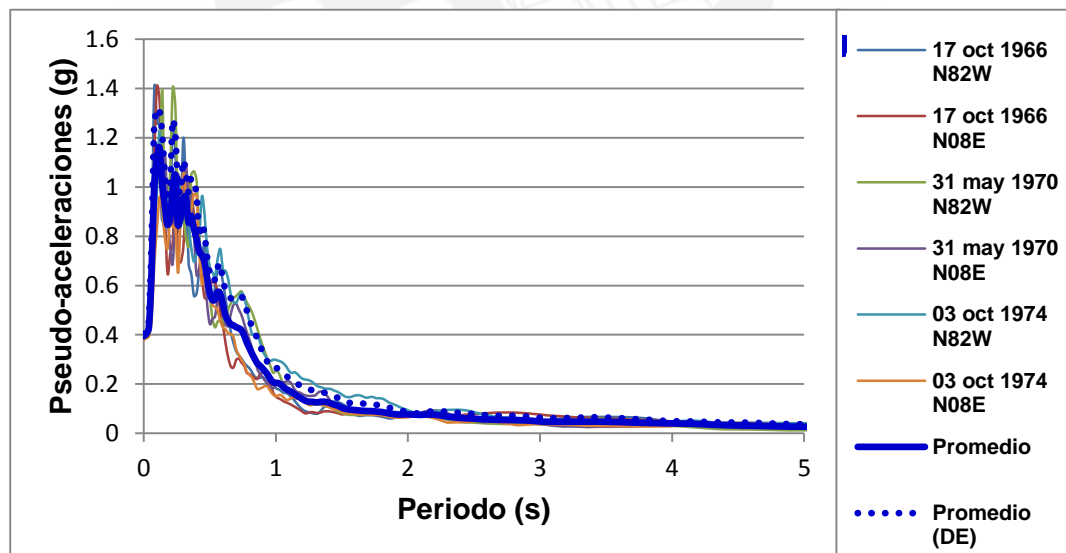


Figura 3.7 Espectros de pseudo-aceleraciones de los registros seleccionados y los promedios.

En la Fig. 3.6 se aprecia que los desplazamientos tienden a ser constantes en la zona de periodos largos, por lo que se sugiere considerar para este desplazamiento constante el valor de 25 cm. En la Fig. 3.8 se muestra que para dicho desplazamiento, el

periodo que le corresponde es de 2,5 segundos.

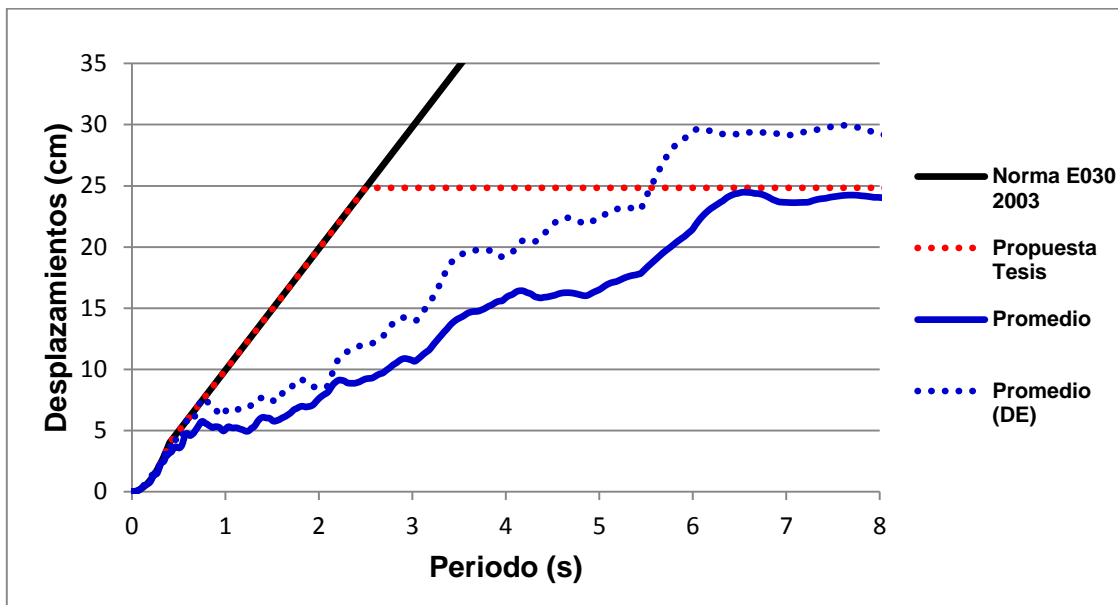


Figura 3.8 Espectros de desplazamiento de los promedios y la propuesta de tesis.

En la Fig. 3.8 se logra apreciar que los valores de desplazamiento del espectro propuesto están por encima de los valores del espectro promedio y ligeramente por debajo de los desplazamientos del espectro promedio que considera la desviación estándar luego de los 6 segundos de periodo.

Cabe resaltar que el espectro propuesto solo modifica la zona de períodos largos, el cual quedó establecido a partir de los 2,5 segundos. Esto es porque la zona de aceleraciones y velocidades constantes, previa a los 2,5 segundos, estaría representando correctamente a la sismicidad peruana.

Se establece entonces que para períodos mayores a 2,5 segundos, los desplazamientos son constantes y, por lo tanto, el espectro propuesto de pseudo-aceleraciones tendrá una variación de las aceleraciones del orden de $1/T^2$, tal como se muestra en la Fig. 3.9.

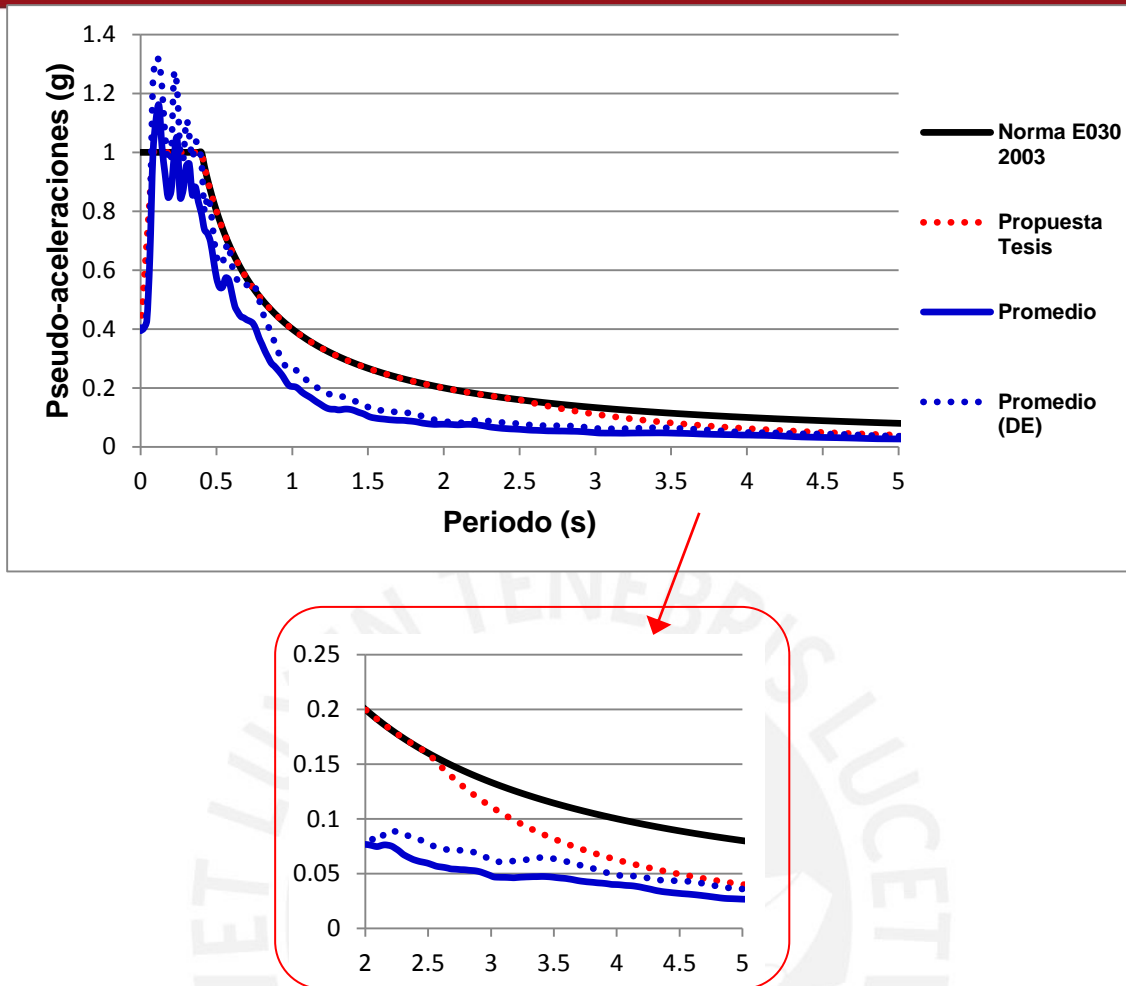


Figura 3.9 Espectros de pseudo-aceleraciones de los promedios y de la propuesta de tesis.

En la Fig. 3.9 se observa que los valores de pseudo-aceleraciones del espectro propuesto están ligeramente por encima de los valores de los dos espectros promedios y que siguen la tendencia natural de éstos.

Adicionalmente a la modificación del espectro en la zona de períodos largos, si se quiere utilizar este espectro como base para la elaboración de señales sintéticas, será necesario modificar el valor de la aceleración en el espectro cuando el período es cero dado que debe corresponder a la aceleración del terreno. Por lo tanto, se establece que una variación lineal desde $T=0$ s hasta $T=0,2T_p$ [11], donde T_p tiene el valor de 0,4 segundos según el tipo de suelo S1, especificado en la norma E.030 [15]. En la Fig. 3.10 se aprecia esta modificación.

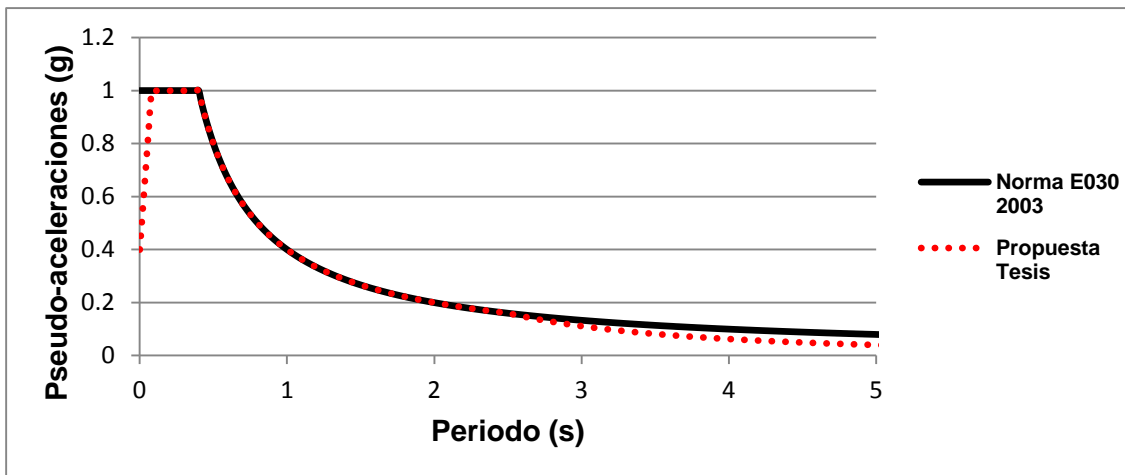


Figura 3.10 Espectro de pseudo aceleraciones de la propuesta de tesis corregido en la zona de aceleración del suelo ($T = 0$ s).

Las Figs. 3.11 y 3.12 muestran los espectros propuestos de pseudo aceleraciones y de desplazamientos, los cuales se recomiendan para el análisis espectral de edificaciones aisladas y para uso como espectro base para la elaboración de señales sintéticas.



Figura 3.11 Propuesta de tesis para el espectro de pseudo-aceleraciones.

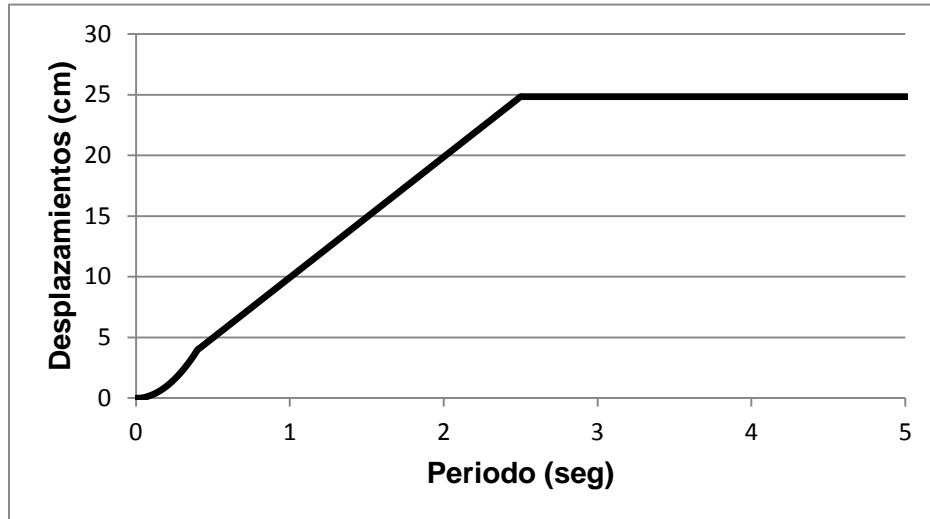


Figura 3.12 Propuesta de tesis para el espectro de desplazamientos.

3.2. Señales sintéticas

La elaboración de señales sintéticas se realizó a partir de registros sísmicos reales, a los cuales se les modifica sus amplitudes para lograr que sean compatibles a las aceleraciones de un espectro base. Este espectro base es el propuesto en el ítem 3.1.

Los registros sísmicos reales que se utilizaron son los recopilados en la Tabla 3.1 y las señales de Kobe (Japón) de 1995 y Concepción (Chile) del 2010. Estos dos últimos se seleccionaron dado que son sismos recientes y de magnitud significativa, y que, además, provienen de un tipo de fuente y sismicidad similares a las del Perú.

En esencia, el método para la elaboración de estas señales sintéticas se basa en un procedimiento iterativo que corresponde a la corrección de las amplitudes del espectro de Fourier para el grupo de registros seleccionados, de tal manera que sus amplitudes espectrales sean compatibles con el espectro base y al mismo tiempo se mantengan inalteradas la fase y la duración de los registros originales [12].

El software que se utilizó para elaboración de las señales sintéticas fue el SeismoArtif [13]. Las Figs. 3.13 y 3.14 muestran los gráficos del ingreso de datos del espectro base y de un registro sísmico real respectivamente.

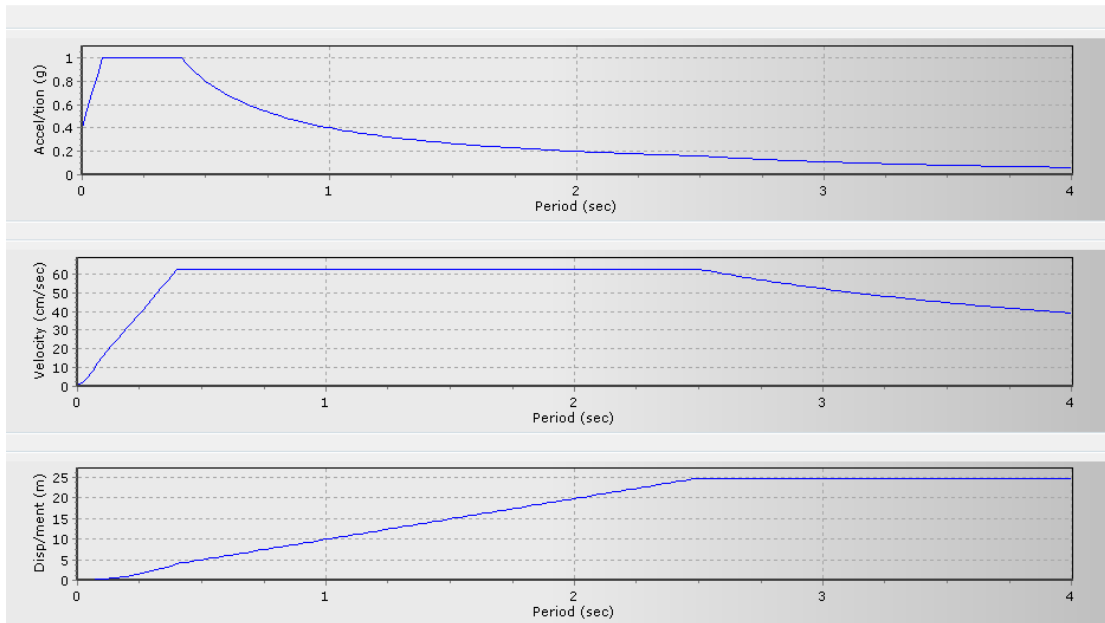


Figura 3.13 Gráfico del ingreso de datos del espectro base en el software SeismoArtif [13].

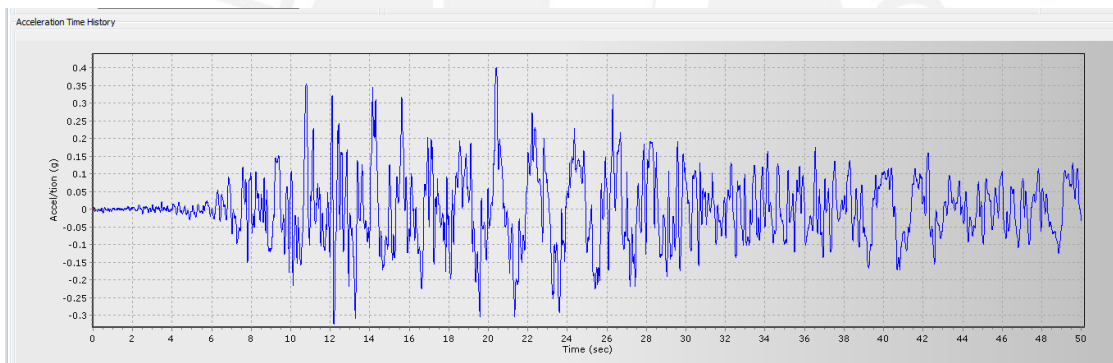


Figura 3.14 Gráfico del ingreso de datos del registro sísmico de Kobe (Japón) de 1995 en el software SeismoArtif [13].

En la Fig. 3.15 se aprecia los gráficos de pseudo-aceleraciones, velocidades y desplazamientos del registro sintético obtenido y en la Fig. 3.16 se muestra sus respectivos espectros. Como se observa en la segunda figura, estos espectros, obtenidos a partir del registro sintético, son compatibles al espectro base.

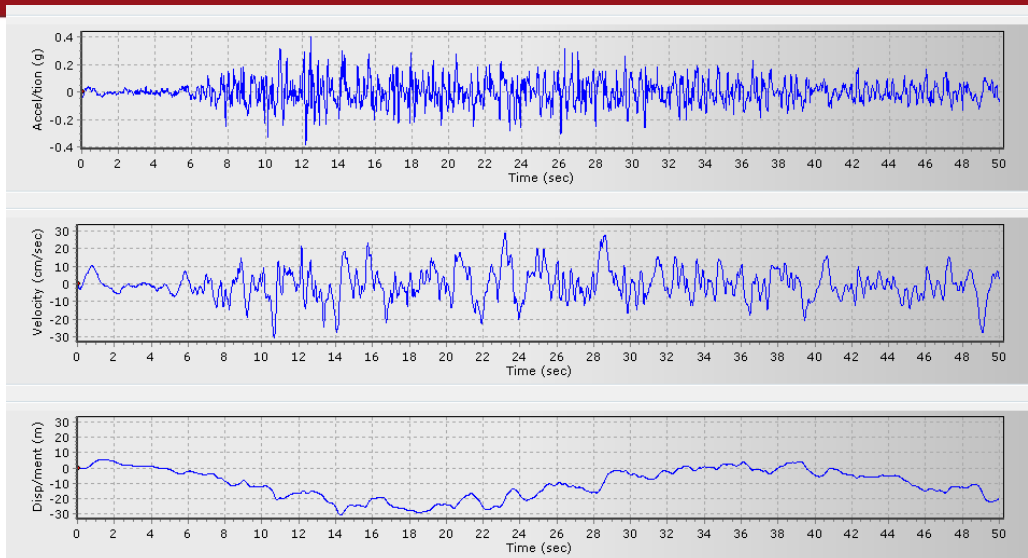


Figura 3.15 Gráficos de pseudo-aceleraciones, velocidades y desplazamientos del registro sintético obtenido en el software SeismoArtif [13] a partir de la señal del sismo de Kobe.

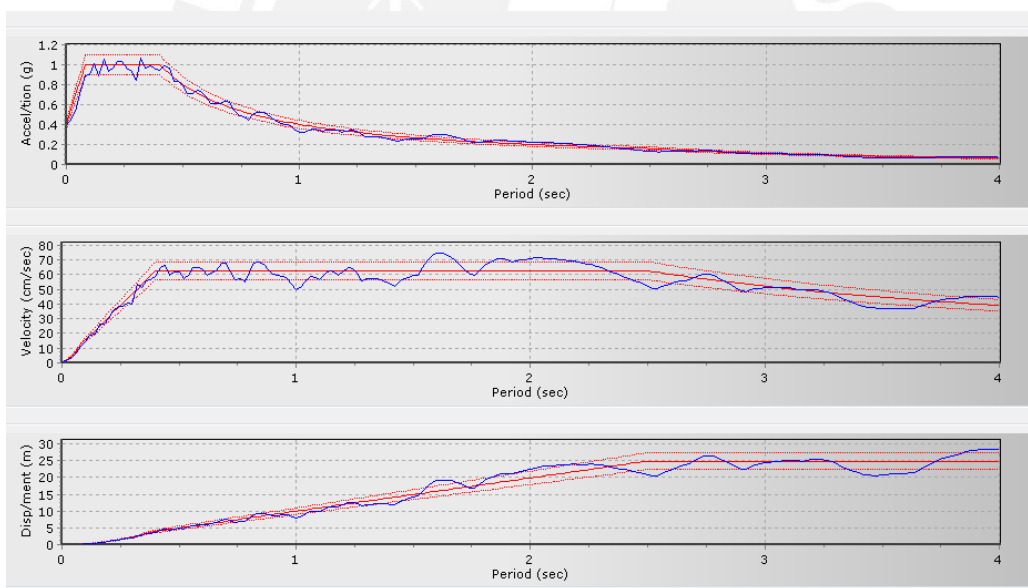


Figura 3.16 Gráfico de los espectros de pseudo-aceleración, velocidad y desplazamiento del registro sintético obtenido en el software SeismoArtif [13] a partir de la señal del sismo de Kobe.

De forma similar se obtienen 8 registros sintéticos compatibles al espectro propuesto que permitirán cubrir la falta de registros sísmicos reales para la realización del análisis Tiempo – Historia.

En la Fig. 3.17 se aprecia los espectros de pseudo-aceleraciones de las 8 señales sintéticas acompañados del espectro base propuesto.

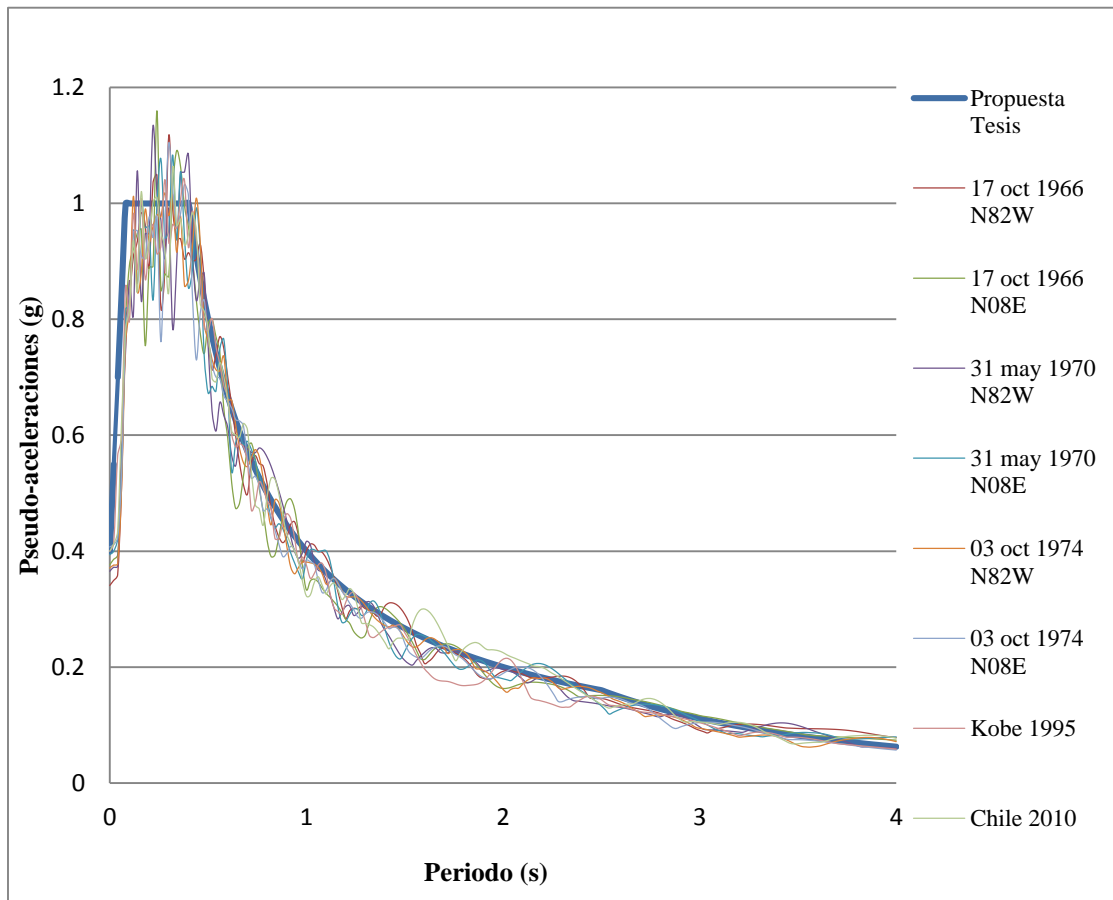


Figura 3.17 Gráfico de los espectros de pseudo-aceleración de las señales sintéticas.

CAPITULO IV.

4. Lineamientos Generales para una Norma Peruana de Aislamiento Sísmico

En base al estudio realizado se proponen algunos lineamientos para el análisis y diseño de edificaciones aisladas, los cuales podrán ser utilizados para la elaboración de un código peruano para estructuras con aislamiento sísmico.

4.1. Sismicidad

La sismicidad del Perú queda definida por la norma E.030 de Diseño Sismorresistente [15], la cual contiene mapas de zonificación sísmica en los cuales se establece una aceleración constante que se interpreta como la aceleración máxima que se produce en la roca. La Fig. 4.1 muestra la distribución de estas zonas sísmicas con sus respectivos valores de aceleración.

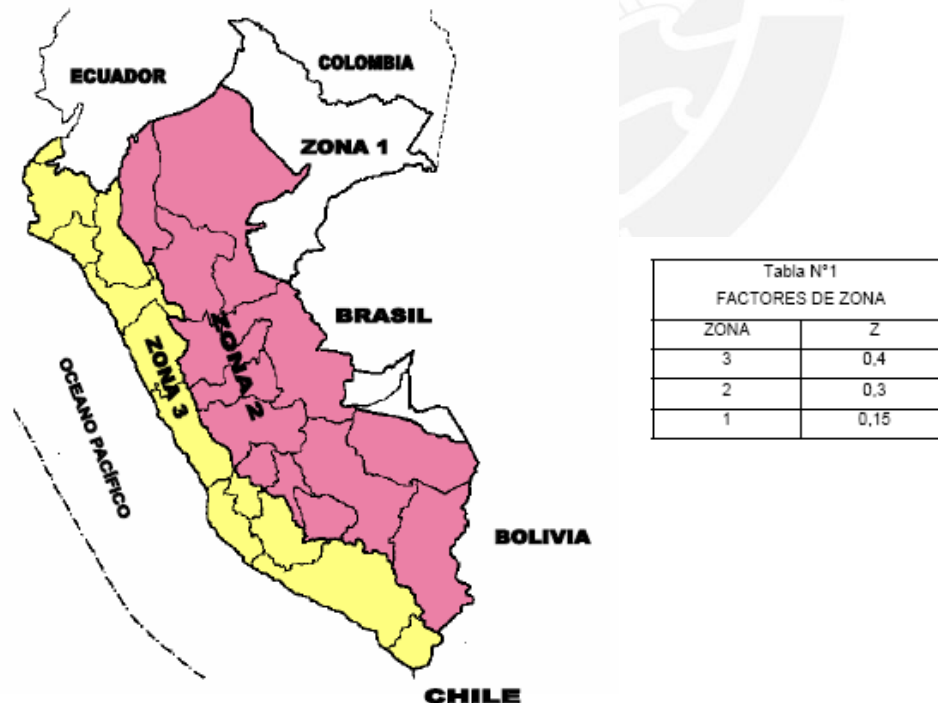


Figura 4.1 Zonas sísmicas del territorio peruano de acuerdo a la norma E.030 [15].

Los valores máximos de aceleración, mostrados en la Fig. 4.1, se basan en sismos que consideran 10% de probabilidad de excedidos en 50 años, lo cual define un tiempo de retorno de 475 años (500 años aproximadamente). La norma E.030 [15] considera estos valores de aceleración máxima del suelo para ser utilizados en el diseño sísmico (sismo de diseño).

Para el análisis y diseño de estructuras sísmicamente aisladas se debe establecer también un sismo máximo considerado. En la actualidad no se tiene un mapa de aceleraciones para tiempos de retorno mayores a 500 años, sin embargo se pueden evaluar las aceleraciones en función a fuentes sismogénicas definidas y a leyes de atenuación estimadas [22].

El Instituto Geofísico del Perú ha desarrollado investigaciones de sismología con los cuales determinó 33 fuentes sismogénicas que afectan al territorio peruano. En la Fig. 4.2 se aprecia estas fuentes en color azul y sus ubicaciones en el mapa del Perú.

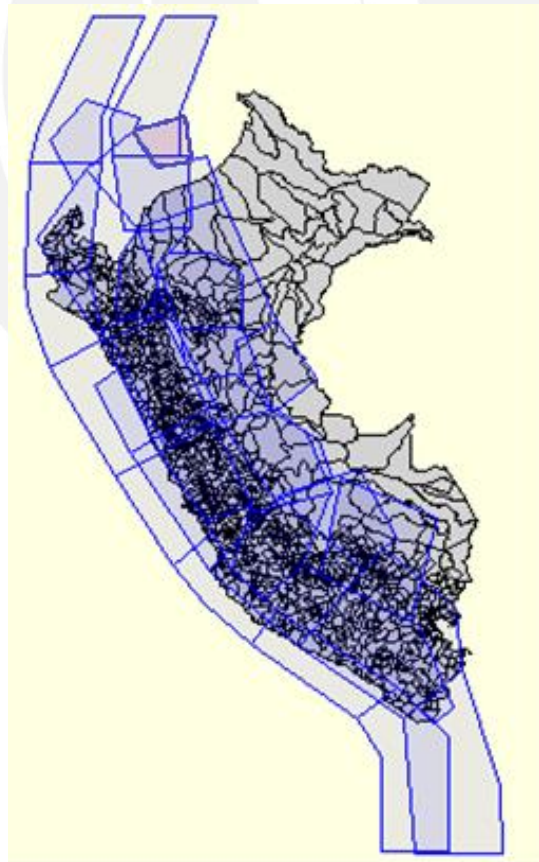


Figura 4.2 Ubicación de las fuentes sismogénicas según el Instituto Geofísico del Perú.

De igual manera, el Instituto Geofísico del Perú estableció cuatro leyes de atenuación para las 33 fuentes, en base a procesamientos estadísticos de los sismos ocurridos.

El software CRISIS [16] fue desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM y tiene como principal función calcular la amenaza sísmica de una región. Con esta herramienta se pueden estimar los valores de aceleraciones según la distribución espacial de las fuentes sismogénicas, las respectivas leyes de atenuación y considerando distintos períodos de retorno.

La Fig. 4.3 muestra la distribución de las aceleraciones (cm/s^2) máximas obtenidas, considerando las 33 fuentes sismogénicas para periodos de retorno de 500, 1000 y 2500 años.

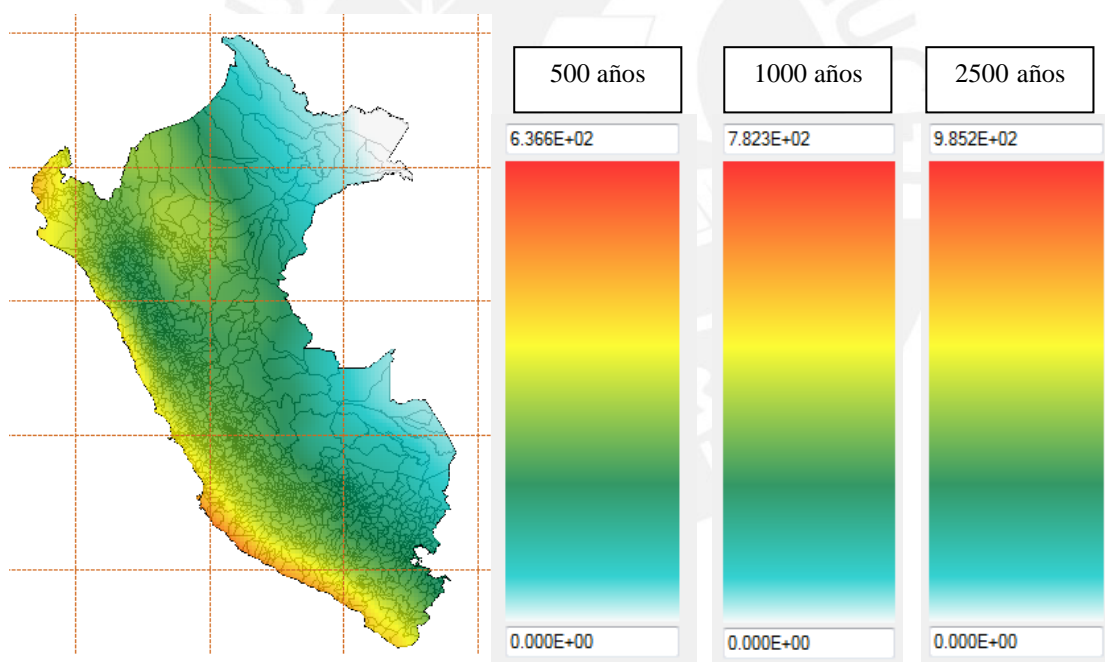


Figura 4.3 Aceleraciones (cm/s^2) para periodos de retorno de 500, 1000 y 2500 años.

En base a esta distribución de aceleraciones se generó la Tabla 4.3, que muestra las aceleraciones estimadas que podrían ocurrir en la roca situadas en las principales ciudades del Perú para los distintos periodos de retorno. Además, se indican en las dos últimas columnas de la Tabla 4.3, el cociente entre las aceleraciones que corresponden a los periodos de retorno de 1000 y 2500 años y la equivalente al periodo de 500 años.

Tabla 4.1 Aceleraciones (cm/s^2) máximas obtenidas y relación de aceleraciones entre los periodos de retorno de 1000 y 2500 años y el periodo de retorno de 500 años.

Ciudad	Aceleraciones (cm/s^2)			1000 / 500	2500 / 500
	$T_r = 500$ años	$T_r = 1000$ años	$T_r = 2500$ años		
Piura	3,69E+02	4,45E+02	5,65E+02	1,21	1,53
Trujillo	4,05E+02	4,86E+02	6,12E+02	1,20	1,51
Lima	4,16E+02	4,99E+02	6,37E+02	1,20	1,53
Ica	3,00E+02	3,71E+02	4,64E+02	1,24	1,55
Tacna	3,90E+02	4,64E+02	5,85E+02	1,19	1,50
Cajamarca	2,27E+02	2,79E+02	3,65E+02	1,23	1,61
Huaraz	2,26E+02	2,76E+02	3,57E+02	1,22	1,58
Huancayo	2,64E+02	3,26E+02	4,17E+02	1,23	1,58
Arequipa	3,01E+02	3,63E+02	4,52E+02	1,21	1,50
Cusco	1,42E+02	1,70E+02	2,19E+02	1,20	1,54
Puno	1,90E+02	2,12E+02	2,64E+02	1,12	1,39
Iquitos	4,29E+01	5,27E+01	6,98E+01	1,23	1,63
Pucallpa	2,19E+02	2,61E+02	3,34E+02	1,19	1,53

Se propone que el sismo máximo considerado tenga un periodo de retorno de 1000 años, lo cual se define como un sismo con 10% de probabilidad de excedencia en 100 años, similar a lo indicado en la norma NCh2745 [3].

Para lograr alcanzar el sismo máximo considerado, es necesario amplificar las aceleraciones del sismo de diseño de la norma E.030 [15] por un factor que puede establecerse a partir del promedio de los valores mostrados en la quinta columna de la Tabla 4.1, valor que resulta ser igual a 1,20.

Tomando en cuenta las recomendaciones de las normas internacionales estudiadas, acerca de los estudios del sitio (riesgo sísmico y elaboración de espectros de diseño específicos) que se deben realizar cuando existe alto índice de incertidumbre del suelo y un peligro sísmico comprobado; se propone la elaboración de estudios similares

o adicionales en el sitio cuando se considere proyectar edificios aislados sobre suelos del tipo S4 (condiciones excepcionales) según la norma E.030 [15].

4.2. Selección del procedimiento de análisis para estructuras aisladas

Se recomienda considerar los siguientes límites para el uso del método estático (fuerza lateral equivalente) para el análisis de estructuras aisladas:

- Estructuras regulares de no más de 20 m de altura (similar a lo indicado en los códigos estudiados).
- Estructuras de muros portantes de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares (similar a lo indicado en la norma E.030 [15]) y en las cuales quede definido el modo fundamental para cada dirección de análisis.

A pesar de que la norma peruana E.030 [15] y los códigos internacionales estudiados aceptan este método bajo una serie de limitaciones, en la actualidad se cuenta con programas computacionales que permiten realizar análisis dinámicos de manera razonable y eficiente. Además, el análisis estático no permite determinar las aceleraciones de entrepiso, la magnitud de posibles levantamientos de los dispositivos y valores confiables de fuerzas y desplazamientos de entrepisos. Adicionalmente, no permite diseñar a la supestructura en caso se le considere inelástica [17].

Para el caso del análisis espectral y Tiempo-Historia, la norma E.030 [15] indica que el primero puede usarse para estructuras convencionales y el análisis Tiempo-Historia deberá usarse para estructuras especiales. Sin embargo, estas dos definiciones no están claramente explicadas en la norma.

Se recomienda realizar el análisis Tiempo-Historia para todo tipo de estructura como diseño final ya que el análisis espectral no determina las aceleraciones de entrepiso con precisión, no permite el cálculo de la magnitud de posibles levantamientos de los aisladores y no permite diseñar a la superestructura en caso se le considere inelástica [17].

4.3. Procedimiento de la fuerza lateral equivalente

Las ecuaciones para el cálculo de los desplazamientos relacionados al sismo de diseño y sismo máximo, D_D y D_M respectivamente, se pueden expresar como:

$$D_D = \frac{S_a}{\omega^2} \cdot \frac{1}{B_D} = \frac{S_a \cdot T_D^2}{4\pi^2 B_D} \quad (4.1)$$

$$D_M = \frac{1,20 \cdot S_a}{\omega^2} \cdot \frac{1}{B_M} = \frac{1,20 \cdot S_a \cdot T_M^2}{4\pi^2 B_M} \quad (4.2)$$

El valor de 1,20 que amplifica a la aceleración S_a producida por el sismo de diseño en la Ec. 4.2, se definió en el ítem 4.1.

Como se indicó en el ítem 2.3, los factores de reducción B_D y B_M se deben al aumento de amortiguamiento de la estructura originado por el aislamiento sísmico. En esencia, estos factores son la razón entre la ordenada espectral para 5% de amortiguamiento y la ordenada espectral para el amortiguamiento efectivo β_D o β_M .

Para la generación de valores de B_D y B_M propios, se calcularán los espectros de pseudo aceleración para distintos amortiguamientos, para los tres pares de registros sísmicos seleccionados, mostrados en la Tabla 3.1.

La Fig. 4.4 muestra los espectros de pseudo aceleraciones, obtenidos de la componente horizontal N82W del registro del terremoto de 1966, mediante el software SeismoSignal [10], para distintos amortiguamientos.

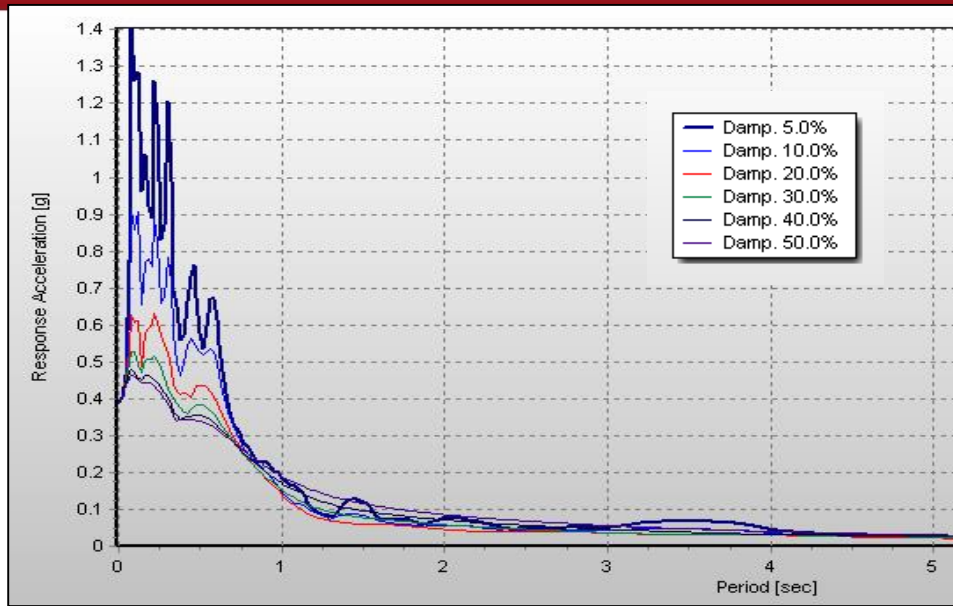


Figura 4.4 Espectros de pseudo aceleraciones (g) obtenidos de la componente horizontal N82W del registro del terremoto de 1966 mediante el software SeismoSignal [10].

Mediante el promedio de los espectros calculados para cada registro, se establece la razón entre los valores de respuesta espectral para los distintos amortiguamientos con el correspondiente al 5% de amortiguamiento. Esta razón es el factor de reducción B_D o B_M , el cual se muestra graficado en la Fig. 4.5.

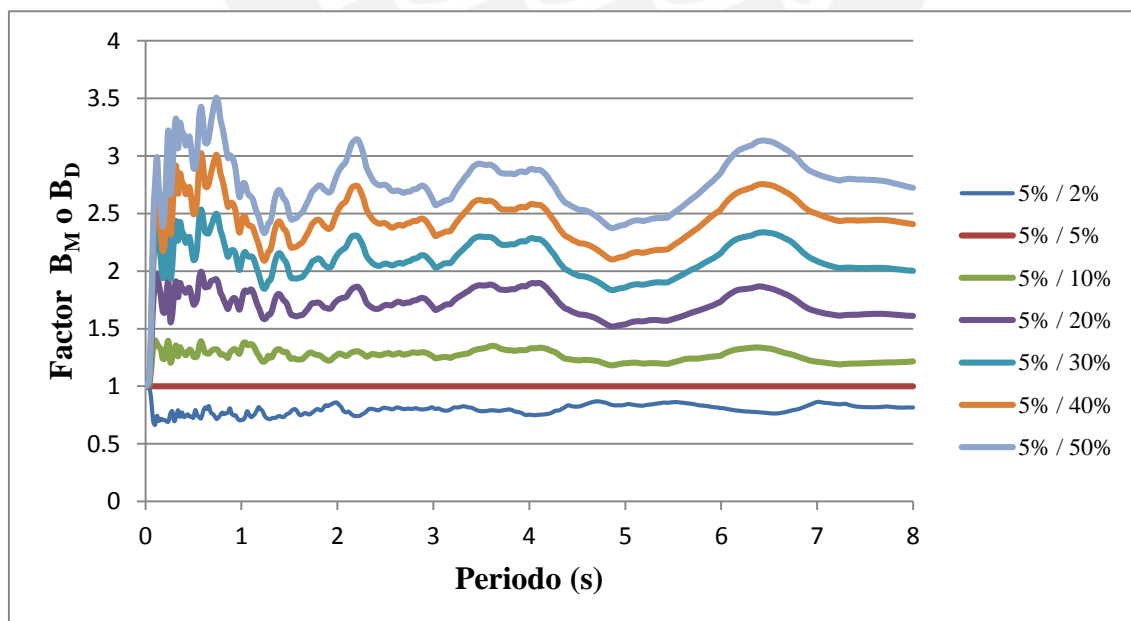


Figura 4.5 Gráfico del factor de reducción B_D o B_M para distintos amortiguamientos.

Como se aprecia en la Fig. 4.5, para períodos largos, zona donde se ubican las estructuras aisladas, la reducción de la respuesta que ocurre debido al cambio de amortiguamiento es casi constante para amortiguamientos menores al 20%, mientras que para valores mayores se tiene cierta variación.

En base al gráfico de la Fig. 4.5 se elabora la Tabla 4.2 con los valores propuestos de reducción por amortiguamiento B_D y B_M para cada razón de amortiguamiento. Se añade a la tabla, a manera de comparación, los valores que indica los códigos ASCE7 [1] y NCh2745 [3].

Tabla 4.2 Factores de reducción de respuesta, B_D y B_M .

Amortiguamiento efectivo, β_D o β_M	Factores B_D y B_M		
	Propuesta	ASCE7	NCh2745
$\leq 2\%$	0.80	0.80	0.65
5%	1.00	1.00	1.00
10%	1.25	1.20	1.37
20%	1.70	1.50	1.94
30%	2.10	1.70	2.38
40%	2.45	1.90	-
$\geq 50\%$	2.75	2.00	3.02

Se aprecia en la tabla que los valores propuestos de reducción de respuesta se asemejan a los valores del ASCE7 [1] hasta un amortiguamiento efectivo del 20% y luego estos valores se hacen similares a los de la norma chilena NCh2745 [3] para amortiguamientos más altos.

Se recomienda realizar este ejercicio para más señales sísmicas para obtener valores de B_D y B_M más precisos y cercanos a la sismicidad peruana.

Las ecuaciones para determinar los períodos relacionados al sismo de diseño y máximo considerado, T_D y T_M , quedan definidos de manera similar a los códigos estudiados:

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Dmin} \cdot g}} \quad (4.3)$$

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Mmin} \cdot g}} \quad (4.4)$$

donde W es el peso de la estructura y las rigideces K_{Dmin} y K_{Mmin} son las secantes mínimas del sistema de aislamiento para el desplazamiento correspondiente al sismo de diseño y máximo considerado, según sea el caso, en la dirección horizontal considerada.

Para estructuras aisladas se debe considerar el desplazamiento total, el cual incluye el desplazamiento ocasionado por la torsión accidental, calculada considerando la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislamiento y la excentricidad más desfavorable de la masa:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (4.5)$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (4.6)$$

donde y es la distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el aislador considerado, e es la excentricidad entre el centro de masa de la superestructura y el centro de rigidez del sistema aislamiento más la excentricidad accidental, b es la dimensión más corta en planta de la estructura, y d es la longitud más larga.

Se propone que el cálculo de la fuerza cortante lateral, V_b , que se debe considerar para el sistema de aislamiento y la subestructura, sea mediante la siguiente ecuación:

$$V_b = K_{Dmax} \cdot D_D \quad (4.7)$$

donde K_{Dmax} es la secante máxima del sistema de aislamiento para el desplazamiento correspondiente al sismo de diseño en la dirección horizontal considerada.

En la Ec. (4.7) no se está considerando un factor de reducción R ya que se quiere asegurar que la estructura siempre permanezca estable y elástica durante un sismo para

no alterar los criterios asumidos para los aisladores al momento que estos incurran en el rango inelástico.

Para la superestructura, la fuerza lateral mínima que se propone, queda definida según la Ec. (4.8).

$$V_s = \frac{K_{Dmax} \cdot D_D}{R_A} \quad (4.8)$$

El factor de reducción R_A se da debido a que existe una sobrerresistencia impuesta en la propia estructura debido a las hipótesis y estimaciones que se hacen en el diseño estructural. La norma ASCE7 [1] en la Tabla 12.2-1 muestra una tabla con distintas sobrerresistencias según el sistema estructural empleado. Para los tipos de sistemas estructurales más utilizados en el medio, todos estos valores de sobrerresistencia superan el valor de 2,0.

Dado que se quiere mantener a la estructura casi elástica se recomienda considerar para el valor de R_A lo indicado en el código ASCE7 [1], que debe ser $3/8$ del valor de R pero siempre dentro del rango de 1 y 2. Este valor de R es el correspondiente a la norma E.030 [15] considerando siempre el factor de 0,75 para el caso que la estructura sea irregular.

No se considerará el cortante mínimo indicado en la norma E.030 relacionado a la ecuación $C/R \geq 0,125$ dado que las fuerzas obtenidas para las estructuras aisladas están reducidas por el aumento de amortiguamiento y casi siempre estarán por debajo de este cortante mínimo.

Para la distribución en altura de la fuerza V_s se propone una distribución vertical uniforme dado que las aceleraciones de los entresijos de la estructura aislada son bastantes similares. Esto podrá verificarse en el ítem 5.2 donde se desarrolla un ejemplo de diseño de un edificio aislado.

Dado que se pretende que la estructura aislada no tenga deformaciones importantes que originen daños en elementos no estructurales ni en el contenido de los

edificios, no sería adecuado que se considere para los límites de la deriva de entrepiso a los valores especificados en la norma E.030 [15].

Por tal razón, se propone el valor de 0,0025 como límite para la deriva de entrepiso, el cual está por muy por debajo de los límites impuestos por la norma E.030 [15] y que resulta de considerar $\frac{3}{8}$ del valor del límite de deriva para el concreto armado (procedimiento similar para el cálculo de R_A). Queda pendiente para futuros estudios el determinar la deriva límite que permitiría salvaguardar los elementos no estructurales y el contenido de las edificaciones.

Para el factor de importancia se recomienda el valor de 1,0; similar a la de las normas internacionales estudiadas, ya que no requiere dotar de una sobrerresistencia adicional a la estructura dado que el aislamiento ya reduce significativamente las aceleraciones y deformaciones de entrepiso.

4.4. Procedimiento de análisis dinámico

Para el caso del análisis espectral, la norma E.030 [15] indica que el análisis deberá realizarse para cada dirección en estudio considerando solo el 100% de los efectos de la dirección considerada. Esto puede ser desfavorable para el cálculo de los desplazamientos de los aisladores dado que la estructura aislada puede desplazarse en cualquier dirección. Por lo tanto, se sugiere agregar los efectos del 30% del análisis de la dirección perpendicular para cada dirección en estudio.

Adicionalmente, se recomienda que el cálculo para el desplazamiento máximo del sistema de aislamiento sea la suma vectorial de los desplazamientos ortogonales.

También se propone que para el análisis espectral se deberá usar un valor de amortiguamiento modal, para el modo fundamental en la dirección de interés, que no sea mayor que el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento o el valor de 0.30, tal cual se especifica en los códigos internacionales estudiados. Esto último se debe a que con los aisladores que se cuentan en la actualidad, es complicado llegar a amortiguamientos altos.

Para el caso del análisis Tiempo - Historia, la norma E.030 indica que se debe considerarse como mínimo cinco registros de aceleraciones. Sin embargo el presente trabajo de tesis recomienda el uso de tres pares de registros como mínimo (conformados por dos componentes horizontales y una vertical), tal como lo especifican las normas internacionales estudiadas, y se considerará el máximo valor de la respuesta de análisis. En caso se utilice como mínimo siete pares de registros, se considerará el valor promedio de la respuesta.

Todos los pares deberán estar debidamente escalados en el rango de períodos de $0,5 T_D$ y $1,25 T_M$ para garantizar tener un espectro de respuesta, para cada registro, acorde al espectro de diseño.

El procedimiento para el tratamiento y escalamiento de los registros sísmicos, previo al análisis sísmico tridimensional para cualquier estructura, es el siguiente:

1. Seleccionar las señales sísmicas, previamente corregidas y filtradas. Éstas deben estar compuestas por sus dos componentes horizontales.
2. Escalar todas las componentes al valor de la aceleración máxima del suelo (PGA).
3. Determinar los espectros de pseudo-aceleraciones de las componentes de cada par.
4. Generar un espectro mediante la raíz de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales de las componentes de cada registro.
5. Generar un espectro promedio que resulte del promedio simple de los espectros SRSS de cada registro.
6. Calcular los cocientes de los valores espectrales de la norma de diseño y los valores del espectro promedio en el rango de periodos especificado en el ítem 4.1.
7. Escalar las componentes horizontales de los registros con el máximo cociente calculado en el rango especificado en el ítem 4.4, solo si éste es mayor a 1.

Así como lo indican las normas estudiadas, se propone que cada par de componentes del movimiento de terreno deberán ser aplicados simultáneamente al

modelo de la estructura considerando la ubicación más desfavorable de la excentricidad de la masa.

Además, el desplazamiento máximo del sistema de aislamiento deberá ser calculado mediante la suma vectorial de los desplazamientos ortogonales.

Para ambos métodos de análisis dinámico, se recomienda que los desplazamientos totales calculados para sismos de diseño y máximo considerado no deban ser menores al 90% y 80% de los desplazamientos D_{TD} y D_{TM} como están especificados en las Ecs. (4.5) y (4.6) respectivamente. Estos porcentajes podrían ajustarse a medida que la experiencia en el diseño de edificaciones aisladas en el Perú aumente.

Al igual que en las normas estudiadas, los valores de D_D y D_M pueden reemplazarse por los valores de D_D' y D_M' según las Ecs. (4.9) y (4.10), donde T es el periodo elástico de la estructura con base fija.

$$D_D' = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad (4.9)$$

$$D_M' = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}} \quad (4.10)$$

Siguiendo las recomendaciones de la norma E.030 [15], para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante lateral obtenida para el diseño del nivel de aislamiento y los elementos estructurales de la subestructura, no podrá ser menor al 80% del valor de la fuerza V_b para estructuras regulares y no menor al 90% para estructuras irregulares.

La misma recomendación se tendrá para la fuerza lateral obtenida para el diseño de la superestructura; la cual no podrá ser menor al 80% del valor de la fuerza V_s para estructuras regulares y no menor al 90% para estructuras irregulares.

En el caso del límite para la deriva de entrepiso, la norma E.030 [15] indica que este límite es único sin importar el método utilizado para el análisis, por lo que se propone que mantenga el valor de 0,0025 especificado en el ítem 4.3.

4.5. Revisión por pares (peer review)

Dado que el sistema de aislamiento sísmico, y en general todos los sistemas de protección sísmica, recientemente se están incorporando en los proyectos de edificaciones en el Perú; se recomienda que haya una revisión del diseño por parte de un tercero, el cual deberá estar calificado para dicho trabajo.

Esta revisión deberá hacerse desde la concepción del proyecto y durante el análisis y diseño estructural. Además, deberá verificar las especificaciones técnicas y protocolo de ensayos que se elaboren.

Se recomienda revisar la legislación actual que rige las municipalidades y entidades estatales dado que el ingeniero revisor debería compartir la responsabilidad del proyecto estructural con el ingeniero encargado del proyecto original.

4.6. Control de calidad y ensayos de laboratorio

Actualmente el Perú no cuenta con laboratorios capacitados para realizar ensayos a aisladores sísmicos. De requerirse pruebas de compresión y/o corte para cualquier dispositivo, éstas tendrían que realizarse fuera del país.

Se espera que a medida que aumente la incorporación del aislamiento sísmico en los edificios del país, las instituciones orientadas a la ingeniería y ciencias, tanto estatales como privadas, agreguen los respectivos laboratorios y equipos de ensayo dentro de su infraestructura.

Dicho lo anterior, se recomienda seguir las indicaciones de control de calidad de los materiales utilizados en los dispositivos según las normas internacionales ASTM. De igual manera se debe especificar para todos los dispositivos pruebas de compresión y corte más compresión.

Sobre los ensayos en laboratorio, se propone el uso de 2 prototipos para cada tipo de aislador para ser sometidos según un protocolo de ensayos.

Tanto para las pruebas de control de calidad como para el protocolo de ensayos, se recomienda lo indicado en la norma ASCE7 [1] dado que tiene una mayor cantidad de proyectos ejecutados y un mayor soporte a nivel de investigación.

Para los prototipos se debe calcular sus valores experimentales de rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo mediante las siguientes ecuaciones:

$$K_{\text{eff}} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} \quad (4.11)$$

$$\beta_{\text{eff}} = \left[\frac{E_{\text{ciclo}}}{K_{\text{eff}}(|\Delta^+|^2 + |\Delta^-|^2)} \right] \quad (4.12)$$

donde F^+ y F^- son las fuerzas correspondientes a los desplazamientos Δ^+ y Δ^- respectivamente.

La Fig. 4.6 muestra un diagrama fuerza-deformación esquemático que suele obtenerse luego de ensayar un aislador.

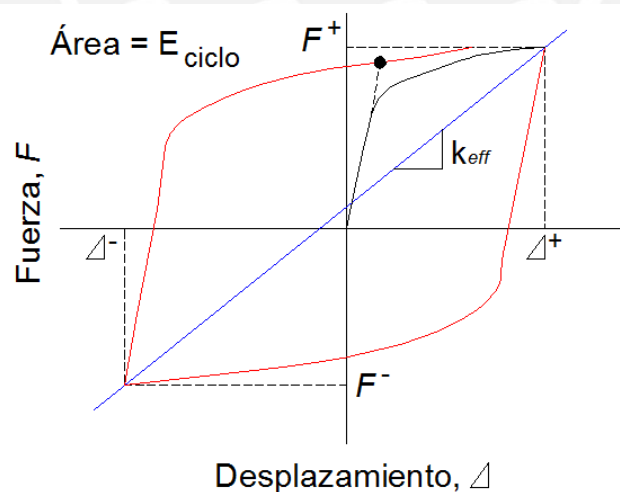


Figura 4.6 Diagrama fuerza-deformación de un aislador.

De igual forma, para el sistema de aislamiento se debe calcular la rigidez efectiva mínima y máxima; y el amortiguamiento efectivo mediante las ecuaciones:

$$K_{Dmáx} = \frac{\Sigma|F^+|_{máx} + \Sigma|F^-|_{máx}}{2D_D} \quad (4.13)$$

$$K_{Dmín} = \frac{\Sigma|F^+|_{mín} + \Sigma|F^-|_{mín}}{2D_D} \quad (4.14)$$

$$K_{Mmáx} = \frac{\Sigma|F^+|_{máx} + \Sigma|F^-|_{máx}}{2D_M} \quad (4.15)$$

$$K_{Mmín} = \frac{\Sigma|F^+|_{mín} + \Sigma|F^-|_{mín}}{2D_M} \quad (4.16)$$

$$\beta_D = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\Sigma E_D}{K_{Dmáx} D_D^2} \right] \quad (4.17)$$

$$\beta_M = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\Sigma E_M}{K_{Mmáx} D_M^2} \right] \quad (4.18)$$



CAPITULO V.

5. Análisis y Diseño de Edificios Aislados en el Perú

Previo al análisis estructural de una edificación aislada, se recomienda definir el periodo que se pretende tenga la estructura aislada, el amortiguamiento que le otorgará el sistema de aislamiento y las características físicas y mecánicas de los aisladores.

En este capítulo se desarrollará este procedimiento previo al análisis, el cual permitirá definir al sistema de aislamiento y las dimensiones de los aisladores y sus ubicaciones en la estructura.

A manera de ejemplo se analizará un edificio aislado correspondiente a una clínica privada. El desarrollo del ejemplo solo abarcará el análisis sísmico de la estructura aislada y de la interfaz de aislamiento, y el diseño de los dispositivos.

5.1. Procedimiento para el análisis de edificios aislados

El procedimiento previo que se recomienda para el análisis de un edificio aislado consiste en el cálculo de algunos parámetros:

1. Establecer un período de diseño objetivo, T_{D_obj} , y un amortiguamiento efectivo objetivo, β_{D_obj} , para el sistema de aislamiento.
2. Mediante un metrado de cargas, calcular el peso del edificio necesario para el cálculo de la cortante de sismo teniendo en cuenta el porcentaje de carga viva que se debe considerar según la norma E.030 [15].
3. Calcular la fuerza cortante lateral, V_s según lo indicado en el capítulo 4.
4. Mediante el valor de amortiguamiento β_{D_obj} asumido, establecer los valores de los factores de reducción, B_D y B_M , según la Tabla 4.2.
5. Calcular los desplazamientos para el sismo de diseño y sismo máximo considerado, D_D y D_M , y los respectivos desplazamientos totales, D_{TD} y D_{TM} , según las Ecs. (4.1) y (4.2) correspondientes a los lineamientos sugeridos en el capítulo 4.

6. Determinar la rigidez horizontal de todo el sistema de aislamiento mediante la ecuación:

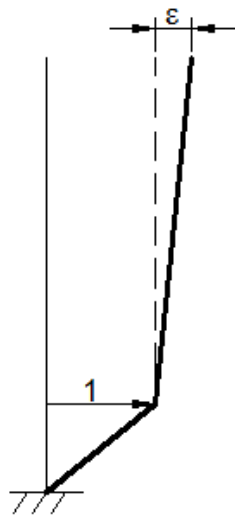
$$\frac{2\pi}{T} = \sqrt{\frac{K}{W/g}} \tag{5.1}$$

7. Calcular la rigidez horizontal para cada aislador, K_A , según el número, configuración y tipos de dispositivos que se utilicen para el sistema de aislamiento.

Se recomienda asumir un período T_{D_obj} que sea 3 o 4 veces el período elástico de la estructura con base fija, T .

Esta recomendación se basa en garantizar que el primer modo de vibración de una estructura aislada tenga una mayor respuesta en el nivel de aislamiento y una respuesta muy baja en la estructura aislada.

En la Fig. 5.1, correspondiente a los desplazamientos del primer modo una estructura aislada de dos grados de libertad, se aprecia que el desplazamiento ϵ es muy pequeño cuando, por ejemplo, $T_{D_obj} = 3T$ [18].



$$\epsilon = \frac{\omega_{sist\ aisl}^2}{\omega_{estr\ aisl}^2} = \left(\frac{T_{estr\ aisl}}{T_{sist\ aisl}}\right)^2 = \left(\frac{T_{estr\ aisl}}{3T_{estr\ aisl}}\right)^2 = \frac{1}{9}$$

Figura 5.1 Forma modal del primer modo de una estructura aislada de dos grados de libertad [18].

De igual forma, esta recomendación garantiza una participación significativa del primer modo, L_1 , con relación a la participación del segundo modo, L_2 ; lo cual queda demostrado en las Ecs. (5.40) y (5.41).

$$L_1 = 1 - \varepsilon \gamma = 1 - \varepsilon \left(\frac{\text{masa de estructura aislada}}{\text{masa de estructura aislada} + \text{masa de sistema de aislamiento}} \right) \quad (5.40)$$

$$L_2 = \varepsilon \gamma = \varepsilon \left(\frac{\text{masa de estructura aislada}}{\text{masa de estructura aislada} + \text{masa de sistema de aislamiento}} \right) \quad (5.41)$$

También se recomienda que el valor del amortiguamiento efectivo objetivo, β_{D_obj} , oscile entre 15% y 25%. Este límite inferior se debe al beneficio que da el aislamiento sísmico en lo que se refiere a la reducción de las fuerzas sísmicas mediante el aumento de amortiguamiento, mientras, que el límite superior recomendado es acorde a lo que pueden proporcionar los dispositivos que actualmente se utilizan.

Luego de determinar los aisladores que conformarán el sistema de aislamiento, se debe calcular sus dimensiones y propiedades, y se debe verificar que no se sobrepase los esfuerzos límite especificados según los materiales que los componen [18]. Estos cálculos varían según el tipo de aislador que se esté utilizando.

El procedimiento para determinar las propiedades de los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento HDRB es el siguiente:

1. Calcular el área del aislador a partir de esfuerzo admisible por compresión, σ_c , y la fuerza axial impuesta sobre el aislador, P :

$$A = \frac{P}{\sigma_c} \quad (5.2)$$

2. Calcular la altura de la goma, H_r , en función de la deformación lateral por corte de la goma, γ_s , y el desplazamiento relacionado al sismo de diseño, D_D :

$$H_r = \frac{D_D}{\gamma_s} \quad (5.3)$$

3. Determinar el valor del módulo de corte de la goma, G_r , mediante la Ec (5.4) y verificar si se encuentra dentro de los rangos típicos comerciales.

$$G_r = \frac{K_A \cdot H_r}{A} \quad (5.4)$$

4. Estimar un espesor para las láminas de goma, t_r , y verificar que el factor de forma, S , esté por encima del valor de 10 [18]. Para calcular el valor de S se requiere el diámetro del aislador, D_e , y un diámetro interior, D_i , en caso se considere un ahorro de material.

$$S = \frac{D_e - D_i}{4 \cdot t_r} \quad (5.5)$$

5. Calcular el número de capas de goma mediante la división de la altura de goma, H_r , y el espesor de láminas de goma, t_r , asumido.
6. Estimar un valor de espesor para las láminas de acero, t_s , de tal forma que el esfuerzo del acero, σ_s , no sobrepase el esfuerzo admisible de $0,75\sigma_y$. El cálculo de σ_s se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_s = 1,5 \times \frac{t_r}{t_s} \times \sigma_c \leq 0,75\sigma_y \quad (5.6)$$

7. Calcular la altura total del aislador, H , la cual es la suma de la altura de las láminas de goma intercaladas con las de acero más una plancha de acero en la parte superior y otra en la parte inferior.
8. Determinar la rigidez vertical, K_v , del aislador mediante la Ec. (5.7). Previamente se debe determinar el módulo de compresión para el conjunto goma-acero, E_c , mediante la Ec. (5.8) y el módulo de compresibilidad de la goma, K_c .

$$K_v = \frac{E_c \times A_a}{H_r}, \text{ donde } A_a \text{ es el área de las láminas de acero} \quad (5.7)$$

$$\frac{1}{E_c} = \left(\frac{1}{6G_r S^2} + \frac{4}{3K_c} \right) \quad (5.8)$$

9. Calcular las frecuencias horizontal y vertical, f_H y f_V respectivamente, mediante las siguientes ecuaciones:

$$f_H = \frac{1}{T_{D_obj}} \quad (5.9)$$

$$f_V = \sqrt{6} \times S \times f_H \quad (5.10)$$

10. Verificar los valores iniciales de K_A y T_{D_obj} a partir de los parámetros calculados y las Ecs. (5.11) y (5.12).

$$K_A = \frac{G_r A}{H_r} \quad (5.11)$$

$$T_D = \sqrt{\frac{4\pi^2 W}{g K_H (\# \text{ aisladores})}} \quad (5.12)$$

11. Calcular la deformación angular máxima, γ , mediante la Ecs. (5.15). Previamente se debe haber definir la deformación angular de corte, γ_s , y la

deformación angular de compresión, γ_c , mediante las Ec. (5.13), (5.14) y (5.15):

$$\gamma_s = \frac{D_M}{H_r} \quad (5.13)$$

$$\gamma_c = 6S \left(\frac{P/A}{E_0(1+2kS^2)} \right), \text{ donde } E_0 \text{ y } k \text{ son datos del fabricante} \quad (5.14)$$

$$\gamma = \gamma_s + \gamma_c \quad (5.15)$$

12. Verificar que la deformación angular máxima aceptable, $\gamma_{\text{máx}}$, mayor que la deformación angular máxima, γ , según la siguiente ecuación:

$$\gamma_{\text{máx}} = \frac{0,85\epsilon_b}{1,5} > \gamma, \text{ donde } \epsilon_b \text{ se considera } 5,5 \quad (5.16)$$

13. Calcular la fuerza relacionada a la rigidez de corte efectiva, P_s , y la carga de pandeo, P_E ; y luego la carga crítica, P_{crit} , para verificar la estabilidad del aislador mediante la Ec. (5.20).

$$P_s = G_r A \frac{h}{H_r}, \text{ donde } h \text{ es la altura del aislador sin considerar las planchas superior e inferior} \quad (5.17)$$

$$P_E = \frac{\pi^2}{h^2} \frac{1}{3} E_c I \frac{h}{H_r}, \text{ donde } I \text{ es la inercia de la sección del aislador} \quad (5.18)$$

$$P_{\text{crit}} = \frac{P_s}{2} \left(\sqrt{1 + 4 \frac{P_E}{P_s}} - 1 \right) \quad (5.19)$$

$$\frac{P_{\text{crit}}}{P} \geq F.S. = 2 \quad (5.20)$$

14. Verificar el volcamiento del aislador mediante el cálculo del desplazamiento máximo, $D_{\text{máx}}$, que puede producirlo.

$$D_{\text{máx}} = \frac{P \cdot D_e}{P + K_A \cdot H} \quad (5.21)$$

$$\frac{D_{\text{máx}}}{D_D} \geq F.S. = 2 \quad (5.22)$$

El procedimiento para determinar las propiedades de los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo LRB es similar al procedimiento elaborado para los aisladores HDRB pero con algunas diferencias debido a la incorporación de este núcleo:

1. Determinar el área del núcleo de plomo, A_p , utilizando la Ec. (1.7), indicada en el ítem 1.3.3, considerando inicialmente a la capacidad Q como un porcentaje de la carga que soporta el aislador, P :

$$A_p = \frac{Q}{\tau_y} = \frac{\%P}{\tau_y} \quad (5.23)$$

2. Se recomienda que el diámetro del núcleo de plomo, d_p , se encuentre en el rango especificado en la Ec. (5.24).

$$\frac{D_e}{6} \leq d_p \leq \frac{D_e}{3} \quad (5.24)$$

3. Para el caso de aisladores de núcleo de plomo, calcular el factor de forma, S , según la Ec. (5.25). Se recomienda que el valor de S sea mayor que 10 [18].

$$S = \frac{D_e^2 - d_p^2}{4 \cdot D_e \cdot t_r} \quad (5.25)$$

4. Determinar la rigidez vertical, K_v , del aislador mediante la Ec. (5.26), la cual es similar a la Ec. (5.7) pero adicionando el aporte del núcleo de plomo.

$$K_v = \frac{E_c \times A_a}{H_r} + \frac{E_l \times A_p}{h}, \quad E_l \text{ es el módulo de compresión del plomo} \quad (5.26)$$

Para el caso de los aisladores deslizantes planos, el procedimiento que se recomienda para determinar sus propiedades es el siguiente:

1. Calcular el área de contacto del elemento deslizador (slider), A_s , mediante la carga vertical que soportará el deslizador, P , y la tensión admisible a la compresión del teflón, σ_t .

$$A_s = \frac{P}{\sigma_t} \quad (5.27)$$

2. Determinar el diámetro del aislador, D_A , según la Ec. (5.28) que incluye el diámetro del elemento deslizador, D_s , y dos veces el desplazamiento D_{TM} .

$$D_A = D_s + 2D_{TM} \quad (5.28)$$

3. Calcular el diámetro total del deslizador, D_{AT} , añadiendo un sobreecho con sellos protectores al diámetro D_A .

4. Calcular el espesor de la placa inferior, h_i , de tal forma que la resistencia al aplastamiento de esta placa, F_p , sea mayor a la carga máxima proveniente del elemento deslizador, F_t .

$$F_p = \sigma_b \times \frac{\pi}{4} (D_s + 2h_i)^2, \quad \sigma_b \text{ es la tensión admisible de compresión} \quad (5.29)$$

$$F_t = \sigma_t \times A_s \quad (5.30)$$

$$F_p \geq F_t \quad (5.31)$$

5. Determinar la altura del deslizador, H , mediante la suma del espesor, h_i , más el espesor de la placa superior, h_s , más la altura del elemento deslizador, h_d .

Con las dimensiones y propiedades definidas de los dispositivos se determinan los parámetros requeridos para la construcción del modelo bilineal y lineal especificado en el ítem 1.3 para cada tipo de aislador, el cual servirá para su representación en un análisis no lineal y lineal, respectivamente, en una estructura aislada.

5.1.1. Procedimiento para el análisis mediante la fuerza lateral equivalente

Dado que este método se basa en representar a las sollicitaciones sísmicas como un conjunto de fuerzas laterales actuando en cada nivel de la estructura, se debe distribuir a la fuerza cortante lateral, V_s , en cada diafragma rígido del edificio. Esta distribución vertical será uniforme tal como se indica en el ítem 4.3.

Para considerar los efectos de torsión, se debe tomar en cuenta la ubicación más desfavorable de la excentricidad de la masa.

Dado que este procedimiento es un análisis lineal, la representación de los aisladores debe realizarse mediante los modelos lineales indicados en el ítem 1.3, en el cual se indica que deben considerarse los parámetros de rigidez efectiva, K_A , y el amortiguamiento efectivo, β_D , de los dispositivos.

En la zona de la interfaz de aislamiento ocurre una excentricidad importante debido al desplazamiento de la estructura aislada durante un sismo. A este efecto se le conoce como P-Delta y genera un momento adicional a partir de la excentricidad de la fuerza vertical de las columnas.

Los efectos P-Delta deben considerarse mediante momentos adicionales aplicados en las zonas implicadas, tal cual lo especifican las Ecs. (5.36) a (5.39) en concordancia con la Fig. 5.2.

$$M_A = P \times \frac{\Delta}{2} \quad (5.36)$$

$$M_B = P \times \frac{\Delta}{2} \quad (5.37)$$

$$M_C = 0 \quad (5.38)$$

$$M_D = P \times \Delta$$

(5.39)

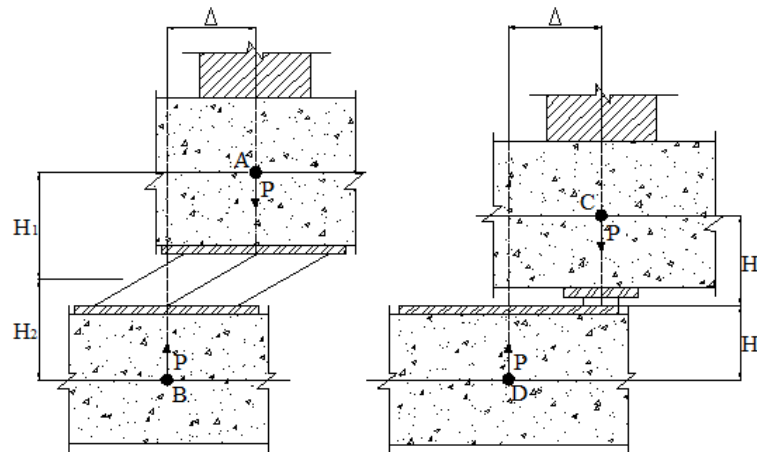


Figura 5.2 Efecto P-Delta en un aislador elastomérico y en un deslizador plano.

Tal como se recomienda en el capítulo 4, para el método de fuerza lateral equivalente se debe considerar al valor de 0,0025 como límite máximo de deriva de entrepiso.

5.1.2. Procedimiento para el análisis espectral

El análisis espectral es un análisis lineal por lo que luego de modelar la estructura del edificio aislado, considerando las dimensiones y propiedades del material de cada elemento, así como las cargas muertas y vivas; los aisladores deberán ser representados mediante elementos lineales.

Se recomienda modelar a los aisladores mediante elementos tipo link o resorte, a los cuales se les deberá asignar los parámetros de rigidez efectiva, K_A , y el amortiguamiento efectivo, β_D . Se sugiere que la reducción de respuesta por el aumento de amortiguamiento se incluya en el espectro de diseño y no en el modelamiento de los aisladores.

Para la construcción del espectro de diseño se recomienda seguir las indicaciones del ítem 3.1, en el cual se establece que las aceleraciones de la zona de períodos largos tengan una variación del tipo $1/T^2$. Dado que el espectro sugerido solo

puede ser aplicado para perfiles de suelo tipo S1, el coeficiente sísmico C de la norma E.030 [15], para este tipo de suelo, quedaría definido por las Ecs. (5.32) a (5.35).

$$T < 0.2T_p \rightarrow C = 1 + 7.5 \left(\frac{T}{T_p} \right) \quad (5.32)$$

$$0.2T_p < T < T_p \rightarrow C = 2.5 \quad (5.33)$$

$$T_p < T < 2.5 \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad (5.34)$$

$$T > 2.5 \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{2.5T_p}{T^2} \right) \quad (5.35)$$

La Ec. (5.32) está ya considerando la variación lineal inicial que se necesita para considerar a este espectro como base para la generación de señales sintéticas, tal como se indica en el capítulo 3.

Tal como se mencionó, es recomendable reducir las aceleraciones del espectro de diseño, en la zona de periodos largos, según el factor de reducción, B_D , debido al aumento de amortiguamiento. Esto originará una discontinuidad en la gráfica del espectro de diseño como se muestra en la Fig. 5.3.

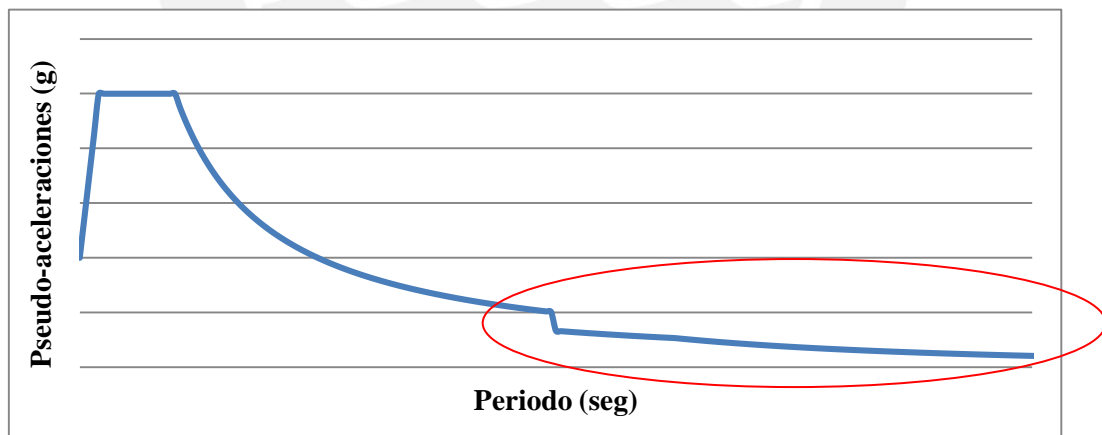


Figura 5.3 Espectro de pseudo-aceleraciones reducido en la zona de períodos largos.

Para un análisis lineal, son poco los programas computacionales que pueden representar de manera automática el efecto P-Delta provocado por el desplazamiento de la estructura aislada. De ser así, se debe considerar lo indicado en el ítem 5.1.1.

Para cualquier dirección de análisis, el desplazamiento total para el sismo de diseño, calculado mediante el análisis espectral, no podrá ser menor que el 90% del valor de D_{TD} tal como se indica en el ítem 4.4.

De igual forma, el desplazamiento total para el sismo máximo considerado no podrá ser menor que el 80% del valor de D_{TM} según lo especificado en el ítem 4.4.

Se propone que la separación de la estructura aislada con el resto de la edificación sea el valor del desplazamiento total relacionado al sismo máximo considerado, D_{TM} .

Las fuerzas producidas por el sismo deben ser escaladas según lo indicado en el ítem 4.4, teniendo en cuenta si se tratan de fuerzas que se ubiquen en la subestructura, nivel de aislamiento o superestructura.

Tal como se recomienda en los lineamientos sugeridos en el capítulo 4, para el análisis espectral se tiene que respetar el valor de 0,0025 como límite máximo de deriva de entrepiso.

5.1.3. Procedimiento para el análisis Tiempo-Historia

El análisis Tiempo-Historia es un análisis no lineal por lo que luego de modelar la estructura del edificio aislado, considerando las dimensiones y propiedades del material de cada elemento, así como las cargas muertas y vivas; los aisladores deberán ser representados mediante elementos no lineales.

Se recomienda modelar a los aisladores mediante elementos tipo link o resorte, a los cuales se les debe asignar los parámetros de caracterización del modelo bilineal, tal cual se explica en el ítem 1.3. Este modelamiento debe considerar el amortiguamiento, la rigidez y la disipación de energía que otorgan los aisladores.

Existen programas computacionales que no permiten definir estados de carga estáticos no lineales, por lo que debe definirse previamente una función que defina la aplicación de estos estados de carga. Se recomienda el uso de una función tipo rampa.

Respecto a la recolección de registros sísmicos, los cuales pueden ser naturales o sintéticos, ésta debe regirse a lo especificado en el ítem 4.4.

Para el análisis no lineal, algunos programas computacionales pueden representar de manera automática el efecto P-Delta provocado por el desplazamiento de la estructura aislada. En caso contrario, considerar lo indicado al respecto en el ítem 5.1.1.

De manera similar que en el procedimiento para el análisis espectral, en el análisis Tiempo-Historia debe considerarse los límites para los desplazamientos D_{TD} y D_{TM} según lo especificado en el ítem 4.4.

De igual forma, se propone que la separación de la estructura aislada con el resto de la edificación sea el valor del desplazamiento total relacionado al sismo máximo considerado, D_{TM} .

Las fuerzas producidas por el sismo deben ser escaladas según lo indicado en el ítem 4.4, teniendo en cuenta si se tratan de fuerzas que se ubiquen en la subestructura, nivel de aislamiento o superestructura.

Tal como se recomienda en el capítulo 4, para el análisis Tiempo-Historia se debe considerar al valor de 0,0025 como límite máximo de deriva de entrepiso.

5.2. Desarrollo de un edificio aislado

El edificio que se va a analizar corresponde a uno de los bloques de una clínica privada ubicada en el distrito de San Borja, en la ciudad de Lima. La decisión de aislar a esta edificación se debe a que se desea mantener operativos a los equipos luego de un sismo. Cabe resaltar que, usualmente, estos equipos médicos tienen un costo superior a la de la propia estructura.

El edificio tiene las siguientes características:

- Consta de dos niveles de 4,05 m de altura cada uno.
- Las dimensiones en planta son 43,2 x 61,5 m.
- La planta está dividida por 7 ejes verticales y 10 ejes horizontales.
- En cada intersección de ejes se ubica una columna estructural.

En las Fig. 5.4 se aprecia las plantas de arquitectura del primer y segundo nivel del edificio.

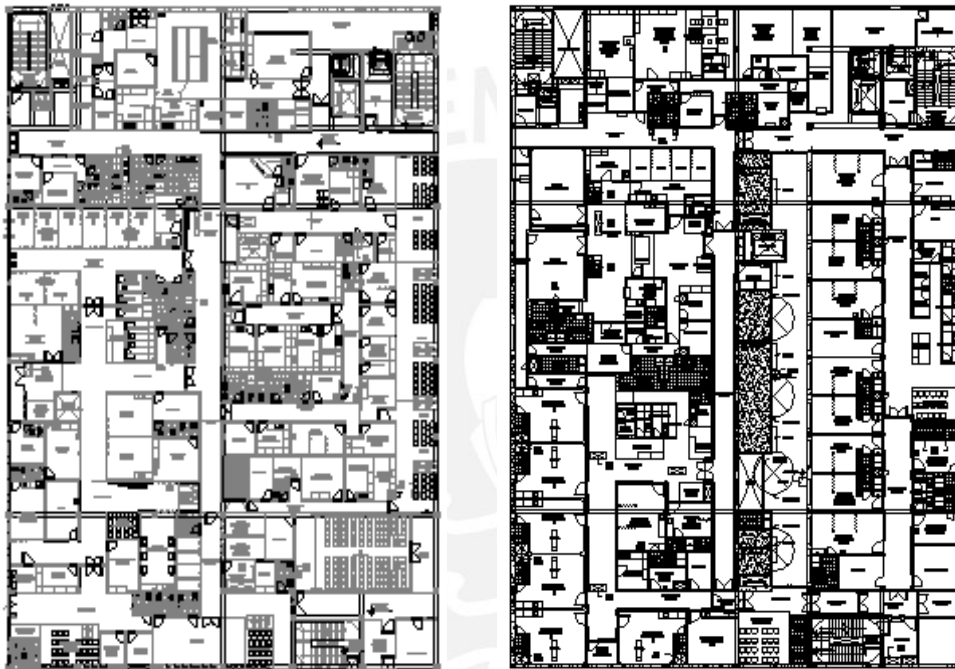


Figura 5.4 Plantas de arquitectura del primer y segundo nivel.

La estructura del edificio tiene las siguientes características:

- Desde el punto de vista estructural la edificación cuenta con tres losas de techo (tres diafragmas rígidos). Existe un sótano de media altura que sirve para la inspección y mantenimiento de los aisladores.
- Las losas son de concreto postensado y tienen 180 mm de espesor.
- La estructura está compuesta por pórticos perimetrales y algunos interiores como sistema portante de cargas verticales y de sismo. Estos pórticos están conformados por columnas y vigas peraltadas.

- Las vigas perimetrales son de concreto armado y tienen una sección de 400x700 mm.
- Las vigas interiores, ubicadas en un eje vertical y dos ejes horizontales, son de concreto postensado y tienen una sección de 400x600 mm.
- Las columnas son de concreto armado y se tienen dos tipos: 18 columnas perimetrales con sección de 400x600 mm y las restantes con sección de 400x400 mm.
- En el nivel de aislamiento existen unos dados de concreto armado, sobre y debajo de cada aislador, que tienen una sección de 900x900 mm.
- En el mismo nivel de aislamiento también existen vigas de concreto armado que conectan todos los cabezales y que tienen una sección de 400x800 mm.
- El concreto de los elementos estructurales tiene un $f'_c = 28$ Mpa y el acero de refuerzo tiene un $f_y = 420$ MPa.

En la Fig. 5.5 se muestra el esquema estructural propuesto para el último techo del edificio.

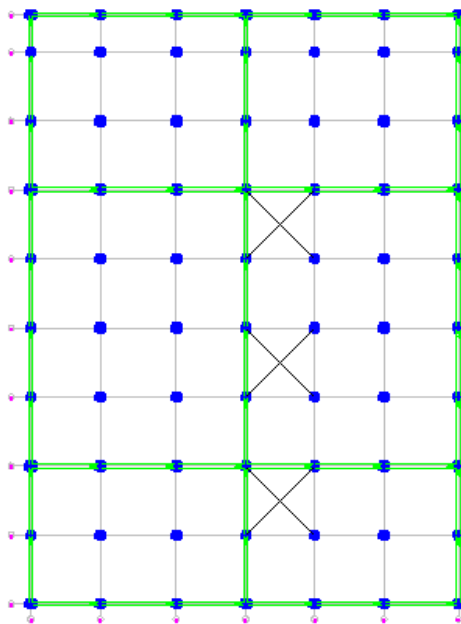


Figura 5.5 Esquema estructural del techo del 2do nivel.

Para el análisis estructural se elaboró un modelo computacional mediante el software CSI-ETABS [19]. Se consideró al modelo empotrado en la base y se modelaron las columnas y vigas como elementos unidimensionales. Las losas se

consideraron como diafragmas rígidos con tres grados de libertad por piso. La Fig. 5.6 muestra una vista en 3D del modelo elaborado.

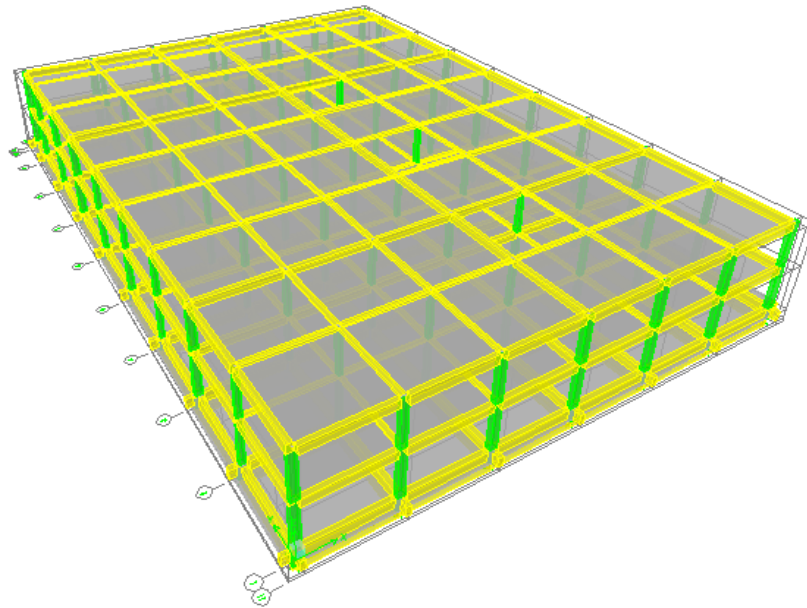


Figura 5.6 Modelo computacional de la estructura.

Para cuantificar las cargas de gravedad se consideraron las indicaciones de la norma peruana de cargas E.020 [20]. El programa computacional toma en cuenta el peso propio de los elementos unidimensionales automáticamente mediante la asignación del material y sección correspondiente. El resto de cargas se tuvieron que asignar a los distintos elementos según la siguiente relación:

- Carga muerta:

Peso propio de la losa: $24 \text{ kN/m}^3 \times 180 \text{ mm} = 4,32 \text{ kPa}$

Peso de piso terminado: 1,0 kPa

Peso de tabiquería: 2,0 kPa

- Carga viva:

Sobrecarga en sala de operaciones, laboratorios y zonas de servicio: 3,0 kPa

Sobrecarga en cuartos: 2,0 kPa

Sobrecarga en corredores y escaleras: 4,0 kPa

Sobrecarga en azotea: 1,0 kPa

Sobrecarga en zona de equipos de aire acondicionado: 10,0 kPa

Para evaluar las cargas sísmicas se han considerado los parámetros indicados en el ítem 4 conjuntamente con la norma de diseño sismorresistente E.030 [15]:

Factor de zona, Z : 0,40

Perfil del suelo, S : 1,0

Factor de importancia, U : 1,0

Factor de reducción para la estructura aislada, R_A : $8 \times (3/8) = 3,0 \rightarrow = 2,0$

Para determinar las características mecánicas del concreto armado se ha hecho uso, además de las normas ya mencionadas, de la norma peruana de concreto armado E.060 [21].

Como se indica en el ítem 5.1, se deben calcular algunos parámetros antes de ejecutar el análisis sísmico de una estructura aislada. Estos parámetros son los siguientes:

1. $T = 0,73$ s, período de vibración fundamental de la estructura con base fija, obtenido del análisis modal de la estructura.

$$T_{D_obj} = 4 \times T \approx 3,0 \text{ s.}$$

$\beta_{D_obj} = 15\%$, dado que se utilizarán aisladores del tipo HDRB combinados con deslizadores planos.

2. $W_{muerta} = 69\,200$ kN.

$$W_{viva} = 26\,500 \text{ kN.}$$

$$W = W_{muerta} + 0,5 W_{viva} = 82\,450 \text{ kN.}$$

3. $C = 0,28$, según la Ec. 5.26.

$$V_s = ZUCS/R_A \times W = 4\,581 \text{ kN, según lo indicado en la norma E.030 [15].}$$

4. $B_D = B_M = 1.45$, según la Tabla 4.2.

5. $D_D = 171$ mm, según la Ec. 4.1.

$$D_{TD} = 189 \text{ mm, puede considerarse 1,1 veces el valor de } D_D \text{ [18].}$$

$$D_M = 206 \text{ mm, según la Ec. 4.2.}$$

$$D_{TM} = 226 \text{ mm, puede considerarse 1,1 veces el valor de } D_M \text{ [18].}$$

6. Rigidez del sistema, $K = 36\,870$ kN.

7. # de aisladores = # de columnas = 70

$$\text{Rigidez de cada aislador, considerando un solo tipo de HDRB} = 526,7 \text{ kN.}$$

Considerando un solo tipo de aislador HDRB (70 dispositivos) y siguiendo los pasos que se indican en el ítem 5.1, se tiene:

1. Diámetro exterior, $D_e = 650$ mm
2. Diámetro interior, $D_i = 25$ mm
3. Altura total del aislador, $H = 262$ mm
4. Altura de la goma, $H_r = 150$ mm
5. Número de capas de goma, $n = 25$
6. Espesor de la capa de goma, $t_r = 6$ mm
7. Altura del acero = 72 mm
8. Número de capas de acero = 24
9. Espesor de la capa de acero, $t_s = 3$ mm
10. Espesor de la placa sup. e inf. del aislador, $t_{ext} = 20$ mm
11. Módulo de corte de la goma, $G_r = 0,25$ MPa
12. Rigidez horizontal del aislador, $K_A = 543,44$ kN/m
13. Rigidez vertical del aislador, $K_V = 1315998,92$ kN/m

En el anexo A se encuentra los cálculos realizados para el análisis anterior.

Como se indicó en el capítulo 1, se puede combinar aisladores elastoméricos con deslizadores planos y mantener al sistema de aislamiento con las mismas propiedades iniciales. La combinación de distintos tipos de aisladores puede ser beneficiosa desde el punto de vista económico ya que los deslizadores planos suelen tener un costo del 40% al 60% del costo de los aisladores elastoméricos.

Considerando en el análisis 46 aisladores HDRB y 24 deslizadores planos, y siguiendo los pasos que se indican en el ítem 5.1 para cada aislador, se tiene:

46 Aisladores HDRB:

1. Diámetro exterior, $D_e = 650$ mm
2. Diámetro interior, $D_i = 25$ mm
3. Altura total del aislador, $H = 262$ mm
4. Altura de la goma, $H_r = 150$ mm
5. Número de capas de goma, $n = 25$

6. Espesor de la capa de goma, $t_r = 6$ mm
7. Altura del acero = 72 mm
8. Número de capas de acero = 24
9. Espesor de la capa de acero, $t_s = 3$ mm
10. Espesor de la placa sup e inf del aislador, $t_{ext} = 20$ mm
11. Módulo de corte de la goma, $G_r = 0,4$ MPa
12. Rigidez horizontal del aislador, $K_A = 826,98$ kN/m
13. Rigidez vertical del aislador, $K_V = 1653359,38$ kN/m

24 Deslizadores planos:

1. Diámetro del deslizador, $D_s = 300$ mm
2. Dimensión horizontal del deslizador seleccionado, $D_A = 750$ mm
3. Dimensión horizontal total del aislador, $D_{AT} = 850$ mm
4. Altura total del aislador, $H = 120$ mm

En el anexo B se encuentra los cálculos realizados para el análisis anterior.

En la Fig. 5.7 se muestra la ubicación de cada tipo de dispositivo en una de las plantas de estructuras.

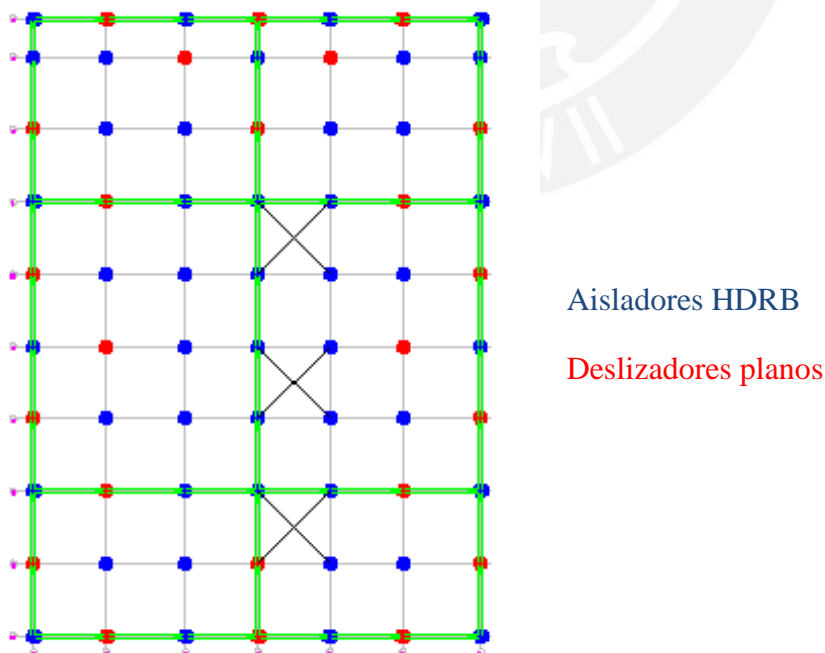


Figura 5.7 Ubicación de los aisladores HDRB y de los deslizadores planos.

Dado que la carga vertical es menor en las columnas de la zona central y en el perímetro, se presenta la posibilidad de combinar distintos tamaños y configuraciones de dispositivos de un mismo tipo. De igual forma que el caso anterior, esto puede ser beneficioso desde el punto de vista económico al tener dispositivos de menores dimensiones debido a cargas menores.

Se considera entonces en el análisis 46 aisladores HDRB, de los cuales 5 tienen un menor diámetro debido a la menor carga en las columnas centrales; y 24 deslizadores planos, de los cuales 10 tienen también un menor diámetro debido a la menor carga en las columnas del perímetro. Siguiendo los pasos que se indican en el ítem 5.1 para cada aislador, se tiene:

41 Aisladores HDRB, tipo 1:

1. Diámetro exterior, $D_e = 650$ mm
2. Diámetro interior, $D_i = 25$ mm
3. Altura total del aislador, $H = 262$ mm
4. Altura de la goma, $H_r = 150$ mm
5. Número de capas de goma, $n = 25$
6. Espesor de la capa de goma, $t_r = 6$ mm
7. Altura del acero = 72 mm
8. Número de capas de acero = 24
9. Espesor de la capa de acero, $t_s = 3$ mm
10. Espesor de la placa sup e inf del aislador, $t_{ext} = 20$ mm
11. Módulo de corte de la goma, $G_r = 0,4$ MPa
12. Rigidez horizontal del aislador, $K_A = 843,81$ kN/m
13. Rigidez vertical del aislador, $K_V = 1669726,64$ kN/m

5 Aisladores HDRB, tipo 2:

1. Diámetro exterior, $D_e = 600$ mm
2. Diámetro interior, $D_i = 25$ mm
3. Altura total del aislador, $H = 262$ mm
4. Altura de la goma, $H_r = 150$ mm
5. Número de capas de goma, $n = 25$
6. Espesor de la capa de goma, $t_r = 6$ mm

7. Altura del acero = 72 mm
8. Número de capas de acero = 24
9. Espesor de la capa de acero, $t_s = 3$ mm
10. Espesor de la placa sup e inf del aislador, $t_{ext} = 20$ mm
11. Módulo de corte de la goma, $G_r = 0,4$ MPa
12. Rigidez horizontal del aislador, $K_A = 718,78$ kN/m
13. Rigidez vertical del aislador, $K_V = 1306986,98$ kN/m

14 Deslizadores planos, tipo 1:

1. Diámetro del deslizador, $D_s = 300$ mm
2. Dimensión horizontal del deslizador seleccionado, $D_A = 750$ mm
3. Dimensión horizontal total del aislador, $D_{AT} = 850$ mm
4. Altura total del aislador, $H = 120$ mm

10 Deslizadores planos, tipo 2:

1. Diámetro del deslizador, $D_s = 220$ mm
2. Dimensión horizontal del deslizador seleccionado, $D_A = 670$ mm
3. Dimensión horizontal total del aislador, $D_{AT} = 770$ mm
4. Altura total del aislador, $H = 110$ mm

En el anexo C se encuentra los cálculos realizados para el análisis anterior.

Para diferenciar los tipos de aisladores elastoméricos y deslizadores planos obtenidos en el análisis anterior, se les nombrará según el módulo G_r , solo para el caso de los aisladores, y según el diámetro que tienen. De esta manera se tiene los siguientes dispositivos:

- 41 aisladores H4D650
- 5 aisladores H4D600
- 14 deslizadores SL850
- 10 deslizadores SL770

En la Fig. 5.8 se muestra la ubicación de cada tipo de dispositivo en una de las plantas de estructuras.

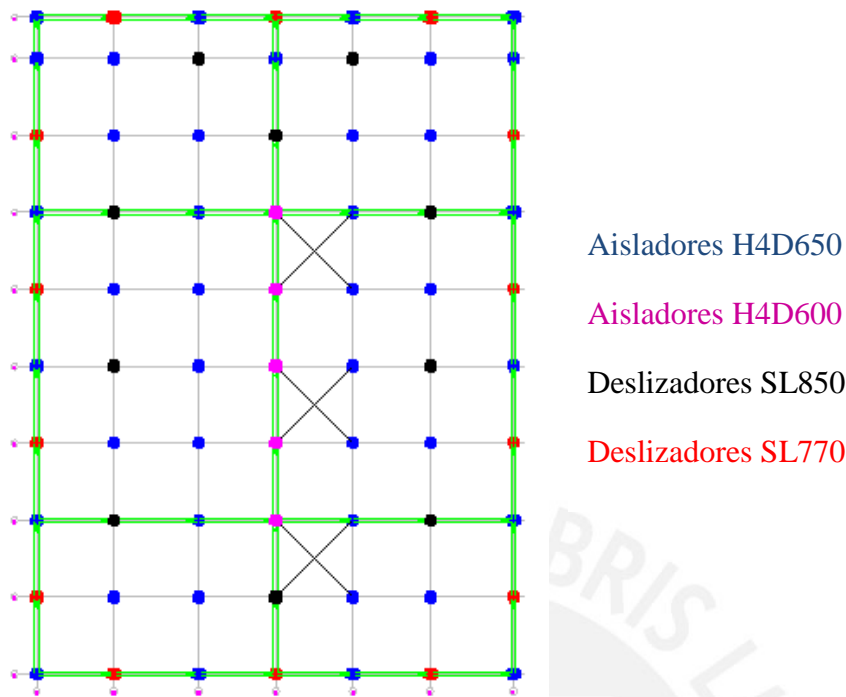


Figura 5.8 Ubicación de los aisladores H4D650, H4D600, SL850 y SL770.

En la Tabla 5.1 se muestra un cuadro comparativo de los tres análisis realizados que incluye un análisis de costos.

Tabla 5.1 Comparación de costos de dispositivos para los tres casos analizados.

Caso 1	Caso 2	Caso 3
70 aisladores HDRB costo unitario: US\$ 6500	46 aisladores HDRB costo unitario: US\$ 7000 24 deslizadores planos costo unitario: US\$ 4000	41 aisladores H4D650 costo unitario: US\$ 7000 5 aisladores H4D600 costo unitario: US\$ 5500 14 deslizadores SL850 costo unitario: US\$ 4000 10 deslizadores SL770 costo unitario: US\$ 2750
Costo Total: US\$ 455 000	Costo Total: US\$ 418 000	Costo Total: US\$ 398 000

Nota: los costos son referenciales y fueron otorgados por los proveedores Vulco Perú S.A. y Nuyun_Tek.

Como se aprecia en la tabla anterior, se demuestra el beneficio económico que otorga el uso de deslizadores planos y la combinación de varias configuraciones de dispositivos. La diferencia de costo del tercer caso con relación al primero es de casi el 15%.

Para estructuras irregulares en planta o edificios con centros de masa muy excéntricos, puede resultar beneficiosa la combinación de aisladores para mitigar los problemas de torsión. Esto se logra alterando la simetría de la rigidez del sistema de aislamiento de manera adecuada.

Análisis de fuerza lateral equivalente:

A cada diafragma rígido del modelo computacional se le asigna una fracción de la fuerza V_s de tal manera de generar una distribución vertical uniforme:

$$\text{Fuerza aplicada en c/diafragma} = 4581 \text{ kN} / 3 = 1527 \text{ kN}.$$

Se considera una excentricidad del 5% de la dimensión perpendicular, de la planta de la estructura, a la dirección de análisis para considerar los efectos de torsión debido a la ubicación del centro de masas.

Los parámetros del modelo lineal de los aisladores quedan establecidos, mediante las indicaciones del ítem 1.3, de la siguiente manera:

- Aislador H4D650:
 $K_A = 1005 \text{ kN/m}$
 $\beta_D = 10\%$
- Aislador H4D600:
 $K_A = 857 \text{ kN/m}$
 $\beta_D = 10\%$
- Deslizador SL850:
 $K_A = 0 \text{ kN/m}$, tal como se explica en el ítem 1.3.4.
 $\beta_D = 18\%$
- Deslizador SL770:

$K_A = 0 \text{ kN/m}$, tal como se explica en el ítem 1.3.4.

$\beta_D = 18\%$

Los momentos producidos por el efecto P-Delta se calculan según las Ecs. (5.36) a (5.39) indicadas en el ítem 5.1.1, donde Δ es el desplazamiento del punto en estudio y P es la fuerza axial de cada columna. Como simplificación, se considera que el valor del desplazamiento D_{TD} como valor constante de Δ .

Estos momentos adicionales se agregan a las combinaciones de diseño que se utilizarán para el diseño de los elementos que conforman a la estructura.

Análisis espectral:

De igual forma que en el análisis de fuerza lateral equivalente, los parámetros del modelo lineal se utilizan para representar cada tipo de aislador. En la Fig. 5.9 se aprecian los datos que se ingresaron en el programa CSI-ETABS [19] para representar al modelo lineal del aislador H4D650 en un elemento tipo link.

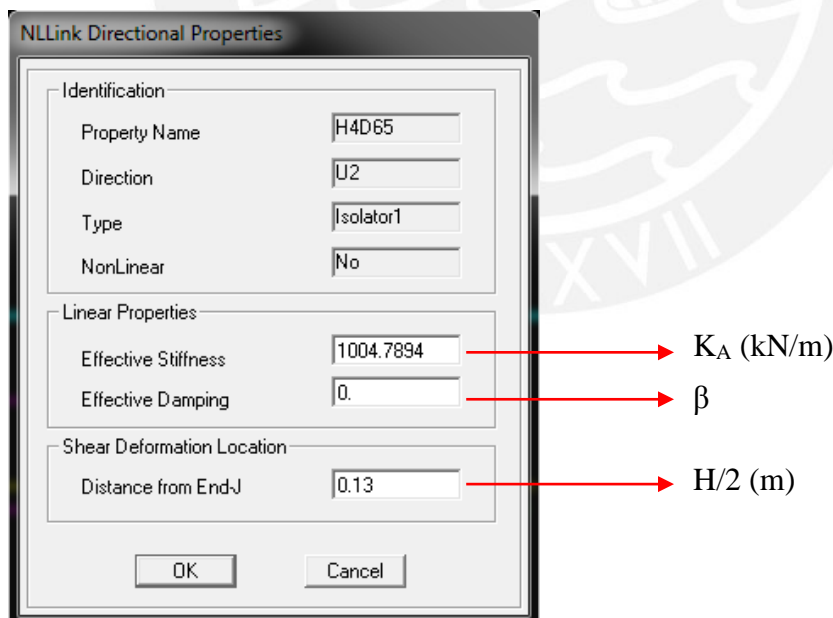


Figura 5.9 Definición de los parámetros del modelo lineal del aislador H4D650 en el modelo computacional.

Como se indica en el ítem 5.1.2, el amortiguamiento no se considera en los elementos link.

El espectro de pseudo-aceleraciones que se muestra en la Fig. 5.10 queda definido según los valores de los parámetros sísmicos determinados y las indicaciones dadas en el ítem 5.1.2.

Se considera en el espectro de diseño al factor de reducción por el aumento de amortiguamiento a partir de 2,0 segundos período, ya que:

- Se tiene la seguridad que los modos de la superestructura se ubicarán en un rango menor a los 2,0 segundos de período debido a que el período de la estructura con base fija resultó ser 0,73 s.
- Los modos correspondientes al sistema de aislamiento se ubicarán alrededor del valor del T_{D_obj} .

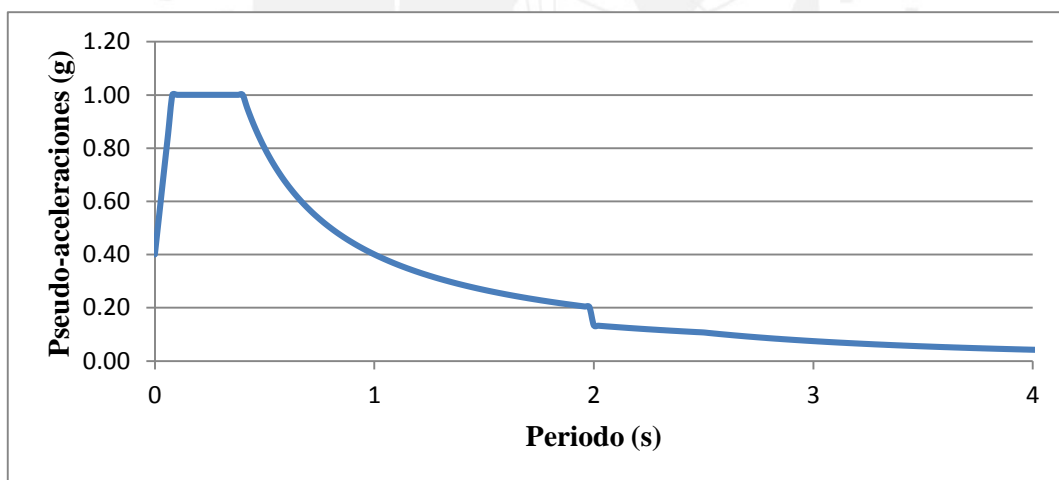


Figura 5.10 Espectro de pseudo-aceleraciones.

Dado que el software no cuenta con la representación de manera automática de los efectos P-Delta, se utilizan los momentos calculados para el análisis estático y se asignan manualmente en las zonas indicadas.

Análisis Tiempo - Historia:

En el análisis Tiempo-Historia, los parámetros del modelo no lineal se utilizan para cada tipo de aislador. En la Fig. 5.11 se aprecian los datos que se ingresaron en el programa CSI-ETABS [19] para representar al modelo no lineal del aislador H4D600 en un elemento tipo link.

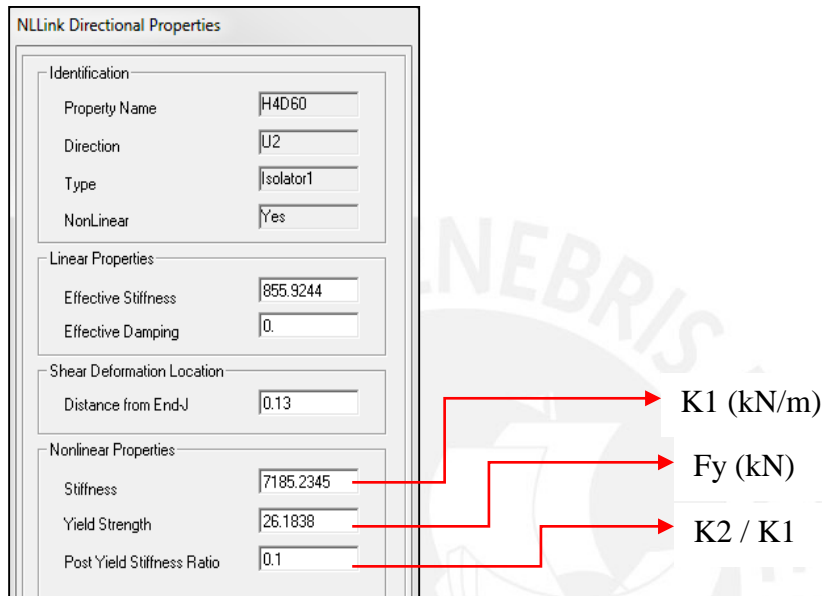


Figura 5.11 Definición de los parámetros del modelo no lineal del aislador H4D600.

Se determina la función tipo rampa de acuerdo a lo indicado en el ítem 5.1.3. La Fig. 5.12 muestra el gráfico de esta función el programa CSI-ETABS [19].

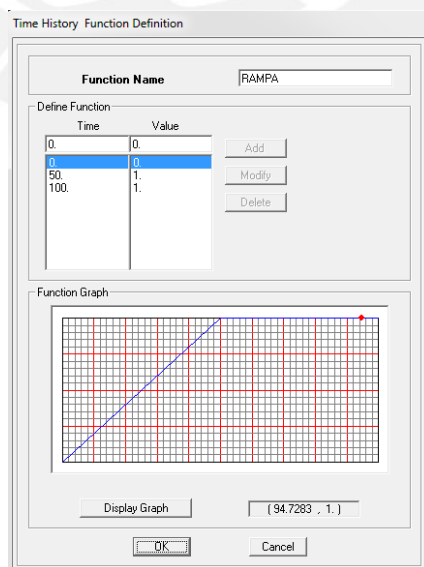


Figura 5.12 Función tipo rampa para cargas estáticas.

Los registros seleccionados para este ejemplo son las señales sintéticas que se desarrollaron en el ítem 3.2 correspondientes a las dos componentes horizontales de los terremotos de 1966, 1970 y 1974.

Tal como se indica en el ítem 4.4 se realiza el tratamiento de las señales y se obtiene que los tres espectros SRSS, de cada par de componentes, son similares justamente por ser representativos de un mismo espectro base. En la Fig. 5.13 se aprecia la similitud de estos tres espectros con el espectro promedio.

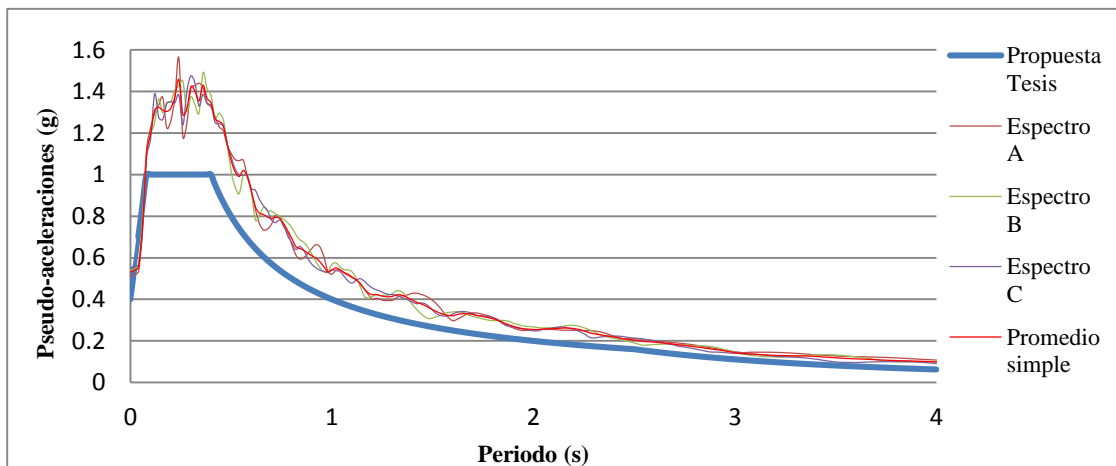


Figura 5.13 Espectros de pseudo-aceleración de los espectros SRSS y promedio.

Se puede observar en la figura anterior que las aceleraciones después del período $0.5 T_D$, están por encima del espectro propuesto para la norma, por lo que no se tienen que escalar las señales.

Esto último era de esperar ya que las señales sintéticas de por sí tienen espectros similares al propuesto en la presente tesis y, por lo tanto, el espectro SRSS resulta ser mayor a este.

De igual forma que en el análisis espectral, se calculan los momentos provocados por el P-Delta y son asignados manualmente.

Resultados:

Del procedimiento de fuerza lateral equivalente se obtienen los siguientes resultados:

- Fuerza cortante x-x en la base de la superestructura = 4579 kN
- Fuerza cortante y-y en la base de la superestructura = 4579 kN
- Desplazamiento x-x a nivel de la interfaz de aislamiento = 164 mm
- Desplazamiento y-y a nivel de la interfaz de aislamiento = 164 mm
- Máxima deriva de entrepiso en la dirección x-x = 0.0020
- Máxima deriva de entrepiso en la dirección y-y = 0.0023

Del análisis espectral se obtienen los siguientes resultados:

- Fuerza cortante x-x en la base de la superestructura = 3674 kN
- Fuerza cortante y-y en la base de la superestructura = 3904 kN
- Desplazamiento x-x a nivel de la interfaz de aislamiento = 169 mm
- Desplazamiento y-y a nivel de la interfaz de aislamiento = 135 mm
- Máxima deriva de entrepiso en la dirección x-x = 0.0014
- Máxima deriva de entrepiso en la dirección y-y = 0.0018

Del análisis Tiempo – Historia se obtienen los siguientes resultados:

- Desplazamiento x-x a nivel de la interfaz de aislamiento = 153 mm
- Desplazamiento y-y a nivel de la interfaz de aislamiento = 169 mm
- Máxima deriva de entrepiso en la dirección x-x = 0.0015
- Máxima deriva de entrepiso en la dirección y-y = 0.0017

Con los resultados obtenidos se elaboran las Tablas 5.2, 5.3 y 5.4, las cuales permiten realizar comparaciones entre los métodos de análisis.

Tabla 5.2 Fuerza cortante en la base de superestructura.

	Fuerza lateral equivalente	Análisis espectral
Fuerza cortante x-x (kN)	4579	3674
Fuerza cortante y-y (kN)	4579	3904

Tabla 5.3 Desplazamiento a nivel de la interfaz de aislamiento.

	Fuerza lateral equivalente	Análisis espectral	Análisis Tiempo - Historia
Desplazamiento x-x (mm)	164	169	153
Desplazamiento y-y (mm)	164	135	169

Tabla 5.4 Máxima deriva de entrepiso.

	Fuerza lateral equivalente	Análisis espectral	Análisis Tiempo - Historia
Deriva x-x	0.0020	0.0014	0.0015
Deriva y-y	0.0023	0.0018	0.0017

En la Tabla 5.2 se aprecia que las fuerzas correspondientes al análisis espectral son menores debido a que este análisis considera la reducción por amortiguamiento. Esto es una desventaja del procedimiento de fuerza lateral equivalente, dado que no puede considerarse a este factor de reducción directamente en el mismo análisis.

Dado que el sismo con el que se realizó el análisis corresponde al sismo de diseño, los valores de desplazamientos que se muestran en la Tabla 5.3 son similares al desplazamiento relacionado al sismo de diseño, D_D .

En la Tabla 5.4 se aprecia que todas las derivas calculadas están por debajo del límite de 0.0025 considerado para los tres tipos de análisis.

Mediante el método Tiempo – Historia, también se pueden obtener las aceleraciones máximas que ocurren en cada nivel de la estructura aislada a través del tiempo. Estas aceleraciones máximas se muestran en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5 Aceleraciones máximas en cada nivel de la estructura.

	Aceleración máxima x-x (g)	Aceleración máxima y-y (g)
Techo de nivel 2	0.44	0.43
Techo de nivel 1	0.42	0.42
Piso de nivel 1	0.40	0.40

Se aprecia en la tabla anterior que las aceleraciones se mantienen casi constantes en todos los niveles de la estructura, por lo que se puede concluir que la distribución de fuerzas sísmicas en cada nivel es uniforme. Esto propició a que se especificara en el ítem 4.3 que la distribución de fuerzas en altura, para el análisis estático, pueda ser constante.

CAPITULO VI.

6. Conclusiones y Recomendaciones

6.1. Conclusiones

Existen códigos de difusión y aceptación internacional que no pueden aplicarse directamente en cada país ya que es necesario tomar en cuenta las condiciones sísmicas y la práctica de ingeniería locales.

Para la elaboración de cualquier proyecto con aislamiento sísmico, es necesario conocer los tipos de dispositivos que se manejan en la actualidad para así mejorar la factibilidad técnica y económica del proyecto.

Dada la falta de registros sísmicos peruanos y a qué solo se cuenta con señales de moderada o baja intensidad en su mayoría, es necesario recurrir a señales sintéticas.

Comparando los códigos internacionales recopilados, existen diferencias muy marcadas con respecto al periodo de retorno que define al sismo máximo considerado y la relación que tiene con el sismo de diseño.

En el presente trabajo se desarrolla un estudio de peligro sísmico para las ciudades más importantes del país y se propone un periodo de retorno de 1000 años, con lo cual se obtiene el valor de 1,2 para el cociente entre el sismo máximo considerado y el de diseño. Sin embargo, es necesario realizar estudios más detallados de peligro sísmico con el fin de determinar las intensidades asociadas a los distintos períodos de retorno. Esto facilitaría la discusión sobre la determinación de las características que tendría el sismo máximo considerado.

También en la presente tesis se establecieron valores de B_D y B_M a partir de los espectros generados por las señales recopiladas para distintos amortiguamientos. Estos valores obtenidos resultaron ser similares los valores del ASCE7 [1] hasta un

amortiguamiento efectivo del 20%, para valores mayores de amortiguamiento, los resultados son similares a los de la norma chilena NCh2745 [3].

La norma sismorresistente peruana no contempla una zona de desplazamientos constante para el espectro de diseño. El presente trabajo de tesis determina esta zona de desplazamientos basándose en la tendencia de los espectros de las señales recopiladas y propone un espectro de diseño para ser aplicado en el análisis sísmico de las estructuras sísmicamente aisladas.

Los procedimientos de análisis de los códigos recopilados tienen ecuaciones directamente asociadas a sus propios parámetros empleados para describir sus espectros; esto no permite reconocer de forma natural a la aceleración o el desplazamiento de respuesta.

El presente trabajo de tesis trata de establecer procedimientos de análisis que muestran expresiones generales que permiten visualizar los efectos físicos de un sismo y que pueden vincularse con facilidad a con cualquier código de diseño sismorresistente.

Reemplazar algunos aisladores elastoméricos por deslizadores tiene la ventaja de disminuir la rigidez del sistema de aislamiento y aumentar también su amortiguamiento. Esto resulta muy beneficioso ya que el costo de los deslizadores está por debajo del 50%, en muchos casos, del costo de los aisladores elastoméricos. Se sugiere siempre considerar su uso en proyectos con aislamiento sísmico.

Para estructuras irregulares, con excentricidades en planta o reducción en altura, puede resultar beneficiosa la combinación de aisladores con distintas rigideces para disminuir los problemas de torsión. Queda a cargo del ingeniero proyectista establecer la mejor distribución de los dispositivos según las características de la edificación.

Otro beneficio del aislamiento en la base es poder contar con estructuras flexibles que permitan consumir menos concreto y acero. Esto se aprecia en las dimensiones de los elementos estructurales que conforman el edificio del ejemplo desarrollado.

6.2. Recomendaciones

Se recomienda investigar el uso de los sistemas de protección sísmica no solo en edificaciones sino también para cualquier obra civil (puentes, reservorios, muelles, etc). De igual manera es necesario realizar estudios para elaborar lineamientos que conduzcan a la preparación de normas nacionales referentes a temas específicos como el diseño sismorresistente de edificios industriales, reservorios de almacenamiento de líquidos, etc.

Dado que los espectros se construyen a partir de registros sísmicos reales, es necesario contar con un banco de registros más amplio que permita realizar estudios más precisos y cercanos a la sismicidad peruana.

Se recomienda para futuras investigaciones modificar el espectro de diseño, en la zona de períodos largos, para los casos de suelos del tipo S2 y S3. Esto no se pudo realizar en el presente trabajo de tesis dado que se carece de señales sísmicas representativas y correspondientes a los tipos de suelo indicados.

En el Perú no se cuenta con laboratorios capacitados para realizar ensayos apropiados de aisladores por lo que éstos deben ensayarse fuera del país, encareciendo así su uso en los proyectos. Por lo tanto, es imprescindible que la inversión pública o privada permita equipar los laboratorios que se tienen en la actualidad con el fin de promover la construcción de edificios aislados en el Perú. Esto además significaría un beneficio adicional no solo para la comunidad de ingenieros sino también para los inversionistas y promotores inmobiliarios. Inclusive, estos laboratorios podrían ser autosostenibles.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] ASCE/SEI Standard 7-10, Minimum Design Loads of Buildings and Other Structures (2010). American Society of Civil Engineers.
- [2] FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (2000). Federal Emergency Management Agency & American Society of Civil Engineers.
- [3] NCh2745, Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica – requisitos (2003). Instituto Nacional de Normalización de Chile.
- [4] Aguiar R., Almazán J. (2008). Aisladores de Base Elastoméricos y FPS, Escuela Politécnica del Ejército, Quito – Ecuador.
- [5] Corporación de Desarrollo Tecnológico - Cámara Chilena de la Construcción (2011). Documentos Técnicos – Protección Sísmica de Estructuras N°29, Santiago – Chile.
- [6] U.S. Geological Survey (USGS). Página web: <http://www.usgs.gov>.
- [7] NCh433, Diseño sísmico de edificios (1996, modificada 2009). Instituto Nacional de Normalización de Chile.
- [8] Chopra, Anil K. (2001). Dynamics of Structure, Pentrice Hall, New Jersey – EEUU.
- [9] Red Acelerográfica del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres – CISMID. Página web: <http://www.cismid-uni.org/>.
- [10] Seismosoft, Earthquake Engineering Software Solutions. Software SeismoSignal, Pavia – Italia.
- [11] Malhotra, Praveen K. (2003). Strong-Motion Records for Site-Specific Analysis, Earthquake Engineering Research Institute, Boston – EEUU.

- [12] Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres – CISMID (2013). Generación de Acelerogramas Sintéticos para la Costa del Perú, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima-Perú.
- [13] Seismosoft, Earthquake Engineering Software Solutions. Software SeismoArtif, Pavia – Italia.
- [14] Cheng F, Jiang H., Lou K. (2008). Smart Structures, CRC Press, New York – EEUU.
- [15] Norma E.030, Diseño Sismorresistente (2003). Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima – Perú.
- [16] Instituto de Ingeniería de la UNAM (2007). Software CRISIS, México D.F. – México.
- [17] Pontificia Universidad Católica de Chile (2012). Apuntes de clases, Sistemas Pasivos de Protección Sísmica, Santiago - Chile.
- [18] Naeim F., Kelly J. (1999). Design of Seismic Isolated Structures, Jhon Wiley & Sons Inc., New York – EEUU.
- [19] Computers and Structures, Inc. Software ETABS, California – EEUU.
- [20] Norma E.020, Cargas (2004). Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima – Perú.
- [21] Norma E.060, Concreto Armado (2009). Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima – Perú.
- [22] Pontificia Universidad Católica del Perú (2002). Apuntes de clases, Ingeniería Sismorresistente, Lima – Perú.